

# Eurokoodin soveltamisohje

## Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu - NCCI 4

25.8.2016





Eurokoodin soveltamisohje  
Teräs- ja liittorakenteiden  
suunnittelu – NCCI 4  
25.8.2016

Liikenneviraston ohjeita 27/2016

*Kannen kuva: Markku Nummelin*

Verkkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-663x

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-317-306-4

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Tekniikka ja ympäristö -osasto

Vastaanottaja  
Liikennevirasto, ELY-keskukset/Liikenne ja infrastruktuuri

Säädöspäätös  
Laki Liikennevirastosta 2.1 §

Korvaa/muuttaa  
-

Voimassa  
25.8.2016 alkaen toistaiseksi

Asiasanat  
ohjeet, sillat, teräs, liittorakenne, eurokoodi

## Eurokoodin soveltamisohje

### Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)

#### Liikenneviraston ohjeita 27/2016

Tätä soveltamisohjetta käytetään yleisten teiden siltojen, kevyenliikenteen siltojen ja rautatiesiltojen suunnittelussa. Lisäksi ohjetta käytetään niiden yksityistiesiltojen suunnittelussa, jotka saavat valtion avustusta sillan rakentamiseen. Siltojen kantavuuden määrittämisestä annetaan ohjeet erikseen. Eurokoodeja ja niihin liittyviä Liikenneviraston soveltamisohjeita voidaan käyttää myös korjauskohteissa, mikäli se on tarkoituksenmukaista.

Tämä soveltamisohje on tarkoitettu pienten ja keskisuurten tavanomaisten siltojen (sillan kokonaismitta < 200 m) eurokoodin mukaiseen suunnitteluun. Erikoissilloille (esim. köysisillat) ja pidemmille silloille voidaan tätä soveltamisohjetta käyttää Liikenneviraston hankekohtaisten lisämääräysten kanssa.

Ylijohtaja

Mirja Noukka

Tekninen johtaja

Markku Nummelin

LISÄTIETOJA  
Heikki Lilja  
Liikennevirasto  
puh. 029 534 3560

## Esipuhe

Eurokoodit ovat korvanneet aiemmat siltojen kantavien rakenteiden suunnittelussa käytetyt ohjeet 1.6.2010 lähtien. Tämä soveltamisohje antaa ohjeita sillan suunnittelijalle eurokoodien tulkintaan sekä esittää menetelmiä, joilla eurokoodien ja Liikenneviraston edellyttämä vaatimustaso täytetään.

Soveltamisohjeesta on tehty tarkoituksellisesti mahdollisimman pelkistetty, eikä kaikkia eurokoodin esittämiä asioita ole käsitelty, joten tätä ohjetta pitää käyttää rinnakkain eurokoodin standardien SFS-EN 1993-2, SFS-EN 1994-2 sekä niiden siltoja koskevien kansallisten liitteiden kanssa. Lisäksi tulee käyttää kyseeseen tulevia terässtandardeja (SFS-EN 1993-x-x) ja niiden kansallisia liitteitä (mikäli LVM:llä ei ole kansallista liitettä käytetään Ympäristöministeriön kansallista liitettä). Tämän soveltamisohjeen mukaisesti suunniteltu rakenne edellyttää sen toteuttamista standardin SFS-EN 1090-2 mukaan. Standardin SFS-EN 1090-2 rinnalla käytetään Liikenneviraston ohjetta NCCI T -standardin SFS-EN 1090-2 soveltamisohje, teräsrakenteiden toteutus. Toteuttamisen on täytettävä myös InfraRYL:n vaatimukset.

Tämä on soveltamisohjeen NCCI 4 ensimmäinen versio.

Ohjeen pääkirjoittajana on toiminut Juhani Hyvönen Insinööritoimisto Pontek Oy:stä Heikki Liljan (Liikennevirasto) ohjauksessa. Ohjeen laatimista on ohjannut asiantuntijaryhmä, jonka jäseninä ovat toimineet edellä mainittujen lisäksi Tomi Harju Liikennevirastosta, Jussi Luokkakallio ja Mikko Tuominen SITO Oy:stä, Jouni Tiainen ja Raimo Karhumaa Ramboll Oy:stä sekä Antti Silvennoinen WSP Finlandista.

Standardien mukaiset termit on julkaistu Suomen Standardisoimisliitto SFS ry:n luvalla.

Helsingissä elokuussa 2016

Liikennevirasto

*Korjaus ohjeeseen 17.11.2016: Kuvaa 6.26 (s. 102) on korjattu*

## Sisällysluettelo

1	SOVELTAMISOHJEEN TARKOITUS .....	7
2	NOUDATETTAVAT EN-STANDARDIT .....	8
3	MATERIAALIT, NIIDEN OMINAISUUDET JA OSAVARMUUSLUVUT .....	9
3.1	Betoni .....	9
3.2	Betoniteräs .....	9
3.3	Rakenneteräs.....	10
3.4	Hitsit .....	13
3.5	Ruuvit.....	14
3.6	Vaarnat .....	14
4	KUORMAT JA NIIDEN OSAVARMUUSLUVUT JA YHDISTELY .....	15
4.1	Teräsrakenteen asentamisen aikana .....	15
4.1.1	Telineet ja muotit .....	15
4.1.2	Dynaaminen suurennuskerroin (sysäyslisä).....	15
4.1.3	Kitka .....	15
4.1.4	Tuuli .....	16
4.1.5	Muut kuormat.....	16
4.1.6	Mitoittavat kuormayhdistelmät .....	17
4.2	Kansilaatan valun aikana .....	17
4.2.1	Valun vaiheet .....	17
4.2.2	Poikkirakenteiden kuormat / reunaehdot telinesuunnitteluun .....	17
4.2.3	Työskentelykuorma.....	18
4.3	Valmis rakenne.....	18
4.3.1	Staatitset kuormat .....	18
4.3.2	Väsyttävä kuorma.....	20
5	VOIMASUUREIDEN LASKENTA .....	21
5.1	Rakennemallit .....	21
5.1.1	Teräsrakenteen asentamisen vaiheiden huomioon ottaminen .....	21
5.1.2	Valun eri vaiheiden huomioon ottaminen.....	21
5.1.3	Valmis rakenne .....	22
5.2	Poikkileikkausarvot.....	22
5.2.1	Poikkileikkausten luokitus.....	22
5.2.2	Teholliset poikkileikkaukset.....	23
5.2.3	Kansilaatan halkeilu .....	24
5.2.4	Kutistuman käsittely.....	25
5.2.5	Hyppäyksellisen lämpötilaeron käsittely.....	26
5.2.6	Poikkirakenteet.....	26
5.3	Epätarkkuuksien huomioon ottaminen .....	27
5.4	II asteen teorian käyttö .....	27
5.5	Voimasuureiden yhdistelyt.....	28
5.5.1	Murtorajatila .....	28
5.5.2	Käyttörajatila .....	29

6	MITOITUS MURTORAJATILASSA .....	30
6.1	Pääkannattajat .....	30
6.1.1	Poikkileikkausten kestävyys .....	30
6.1.2	Stabiliteetti .....	45
6.1.3	Lommahdus .....	58
6.1.4	Hitsiliitokset .....	78
6.1.5	Ruuviliitokset .....	83
6.1.6	Väsyminen .....	92
6.2	Poikkirakenteet .....	108
6.2.1	Tyypit .....	108
6.3	Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos .....	111
6.3.1	Leikkausliitoksen mitoitusvoimasuureet .....	111
6.3.2	Kannallisen tappivaarnan kestävyys .....	112
6.3.3	Tappivaarnojen sijoittelu .....	115
6.3.4	Leikkausliitoksen rakenteelliset vaatimukset .....	116
6.4	Kansilaatta .....	118
6.4.1	Liittorakenteen osana .....	118
6.4.2	Kansilaattana .....	120
6.4.3	Väsyminen .....	121
7	MITOITUS KRT:SSA .....	123
7.1	Yleistä .....	123
7.2	Pääkannattajat .....	123
7.2.1	Jännitysrajat .....	123
7.2.2	Muodonmuutokset .....	126
7.3	Poikkirakenteet .....	126
7.3.1	Yleistä .....	126
7.3.2	Palkit .....	126
7.3.3	Ristikot .....	126
7.4	Teräsrakenteen liitokset .....	127
7.4.1	Yleistä .....	127
7.4.2	Hitsiliitokset .....	127
7.4.3	Ruuviliitoksen liukuminen / tyyppi B .....	127
7.5	Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos .....	127
7.6	Kansilaatta .....	127
7.6.1	Halkeilu .....	127
7.6.2	Taipuma .....	127
8	TOTEUTUSLUOKAN VALINTA JA ESITTÄMINEN SUUNNITELMISSA .....	128
9	TOTEUTUSERITELMÄ .....	129



# 1 Soveltamisohjeen tarkoitus

Tämä soveltamisohje on laadittu yleisesti Suomessa käytettyä liittopalkkisilta-tyyppiä silmälläpitäen, tarkoituksena on koota teräs- ja liittosiltojen suunnittelussa tarvittava tieto yksiin kansiin siten, että teräs- ja liittosiltojen suunnittelija löytää helposti eurokoodeista tarvitsemansa kaavat, taulukot ja kuvat. Kaikista standardeista lainatuista kaavoista, kuvista ja taulukoista viitataan kyseisen standardin kohtaan.

Tässä soveltamisohjeessa ei pyritä esittämään kaikkia eurokoodeissa esitettyjä asioita, vaan suunnittelija tarvitsee suunnittelutyössä myös varsinaiset eurokoodit (ks. tarkempi luettelo seuraavalla sivulla) viitestandardeineen. Teräsrakenteiden toteutuksessa käytetään standardin SFS-EN 1090-2 ohella Liikenneviraston ohjetta LO 28/2014 "Standardin SFS-EN 1090-2 soveltamisohje Teräsrakenteiden toteutus - NCCI T". NCCI T -ohjeessa on esitetty mm. toteutusstandardin SFS-EN 1090-2 liitteisiin A.1 ja A.2 tehtävät perusvalinnat sekä ohjeet siltojen toteutusluokan valintaan.

Tämä Liikenneviraston (Tilaajan) soveltamisohje on laadittu siten, että soveltamisohje ei ole ristiriidassa eurokoodien kanssa. Soveltamisohjeessa esitetyt asiat toteuttavat eurokoodin periaatesäännöt (P), mutta soveltamissäännöissä voidaan antaa vaihtoehtoisia menetelmiä ja muita tarkennuksia. SFS-EN 1990 periaatteiden mukaan soveltamissäännöistä voidaan poiketa, joten suunnittelija voi Liikenneviraston hyväksynnällä käyttää myös tästä soveltamisohjeesta poikkeavia menetelmiä mikäli ne täyttävät eurokoodin periaatesäännöt.

## 2 Noudatettavat EN-standardit

Liittopalkkisiltoja suunniteltaessa tarvitaan varsinaisen liittorakenteiden (betoniteräs) siltojen eurokoodin SFS-EN 1994-2 lisäksi ainakin seuraavia rakenteiden suunnittelua koskevia eurokoodeja kansallisine liitteineen (ensisijaisesti käytetään LVM:n kansallisia liitteitä):

SFS-EN 1990	Rakenteiden suunnitteluperusteet
SFS-EN 1990/A1*	Liite A2: Soveltaminen siltoihin
SFS-EN 1991-2*	Siltojen liikennekuormat
SFS-EN 1991-1-4*	Tuulikuormat
SFS-EN 1991-1-5*	Lämpötilakuormat
SFS-EN 1991-1-6*	Toteuttamisen aikaiset kuormat
SFS-EN 1991-1-7*	Onnettomuuskuormat
SFS-EN 1992-1-1	Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1
SFS-EN 1992-2*	Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 2: Betonisillat.
SFS-EN 1993-1-1	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1
SFS-EN 1993-2*	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 2: Terässillat
SFS-EN 1993-1-5	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Tasomaiset levyrakenteet
SFS-EN 1993-1-8	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten suunnittelu
SFS-EN 1993-1-9	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-9: Teräsrakenteiden väsyminen
SFS-EN 1993-1-10	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-10: Materiaalin sitkeys ja paksuussuuntaiset ominaisuudet
SFS-EN 1993-1-11*	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-11: Vedettyjä rakenneosia sisältävien rakenteiden suunnittelu
SFS-EN 1993-1-12	Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-12: EN 1993 laajennus teräslajeihin S700 asti

\*) Eurokoodille on LVM:n toimesta laadittu kansallinen liite.

Lisäksi siltoja suunniteltaessa tarvitaan useita viitestandardeja (materiaali-standardeja).

Teräsrakenteiden toteutusstandardi 'SFS-EN 1090-2 Teräs- ja alumiinirakenteiden toteuttaminen. Osa 2: Teräsrakenteita koskevat tekniset vaatimukset' edellyttää terässillat ja liittorakenteiden siltojen teräsrakenteet suunniteltavaksi edellä mainittujen suunnittelustandardien mukaan.

Siltojen kuormien ja yleisten suunnitteluperusteiden suhteen noudatetaan eurokoodien lisäksi Liikenneviraston soveltamisohjetta 'Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1'. Suunnittelussa käytetään eurokoodien lisäksi betonirakenteiden osalta soveltamisohjetta 'Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2' ja puurakenteiden osalta soveltamisohjetta 'Puurakenteiden suunnittelu – NCCI 5'. Pohjarakenteiden suunnittelussa noudatetaan Liikenneviraston soveltamisohjetta 'Geotekninen suunnittelu – NCCI 7'.

## 3 Materiaalit, niiden ominaisuudet ja osavarmuusluvut

### 3.1 Betoni

Betonin ominaisuudet ja suunnitteluparametrit määritellään eurokoodeissa SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-2 sekä Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjeessa 'Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2'.

Kertoimen  $\alpha_{cc}$  arvona käytetään liittopalkkisiltojen liittopoikkileikkauksen osana toimivalle betonille 1,0, mutta muuten (esimerkiksi kansilaatan poikittaisessa mitoituksessa) NCCI 2:n mukaista arvoa 0,85.

Liittopalkkisillan betoninen kansilaatta (yleensä betonia C30/37 tai C35/45) toteutetaan toteutusluokassa 3 ja toleranssiluokassa 2, jolloin betonin osavarmuuslukuna käytetään murtorajatilassa arvoa  $\gamma_c = 1,35$  ja käyttörajatilassa arvoa  $\gamma_{c,ser} = 1,0$ . Väsymistarkasteluissa käytetään samoja osavarmuuslukuja kuin murtorajatilassa.

Teräksen ja betonin lyhytaikaisen kimmokertoimien suhteelle  $n_0 (E_s/E_{cm})$  voidaan käyttää laskelmissa vakioarvoa 6,0. Viruminen ja kutistuminen (pysyvien kuormien ja ohjatun siirtymätilan vaikutus) voidaan ottaa huomioon käyttämällä kimmokertoimien suhteelle vakioarvoa  $n_L = 18$ .

Pituussuuntaisia muodonmuutoksia laskettaessa käytetään teräs- ja liittorakenteille silloille lämpölaajenemiskertoimen arvoa  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ . Epätasaisista lämpötiloista aiheutuvia vaikutuksia laskettaessa voidaan käyttää arvoa  $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

### 3.2 Betoniteräs

Betoniteräksen ominaisuudet määräytyvät eurokoodin SFS-EN 1991-1-1 ja soveltamisohjeen NCCI 2 mukaan. Suomessa normaalisti sillanrakentamisessa käytetyn teräksen (A500HW ja B500B) myötöraja  $f_{sk}^{(*)} = 500 \text{ MPa}$  ja kimmokerroin  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ . Liittorakenteissa betoniteräkselle voidaan kuitenkin käyttää samaa kimmokerrointa rakenneteräksen kanssa (210000MPa). Betoniteräksen osavarmuusluvulle käytetään toteutusluokassa 3 (ja toleranssiluokassa 2) arvoa  $\gamma_s = 1,10$  ja käyttörajatilassa arvoa  $\gamma_{s,ser} = 1,0$ . Väsymistarkasteluissa käytetään osavarmuuslukua  $\gamma_{s,fat} = 1,0$ .

\*)  $f_{sk}$  on standardin SFS-EN 1994-2 käyttämä merkintä betoniteräksen myötörajalle. Standardeissa SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1992-2 betoniteräksen myötörajan tunnuksena käytetään merkintää  $f_{yk}$ .

### 3.3 Rakenneteräs

Rakenneteräksen ominaisuudet määräytyvät eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 taulukon 3.1 mukaan tai vaihtoehtoisesti tuotestandardien (SFS-EN 10025-2...-6, SFS-EN 10210-1 ja SFS-EN 10219-1) mukaan, jolloin myötöraja  $f_y = R_{eH}$  ja murtolujuus  $f_u = R_m$ . Rakenneteräksen kimmokertoimelle käytetään arvoa  $E_a^* = 210\,000\text{ MPa}$

\*)  $E_a$  on standardin SFS-EN 1994-2 käyttämä merkintä rakenneteräksen kimmokertoimelle, standardit SFS-EN 1993-1-1 ja SFS-EN 1993-2 käyttävät rakenneteräksen kimmokertoimelle merkintää  $E$ .

Yleensä lopullisessa suunnittelussa suositellaan käytettäväksi jälkimmäistä menettelyä, koska tuotestandardit ottavat tarkemmin huomioon arvojen  $R_{eH}$  ja  $R_m$  riippuvuuden levyn paksuudesta.

Kun otetaan huomioon teräsrakenteiden alin käyttölämpötila ja rasitustaso, voidaan standardin SFS-EN 1993-1-10 mukaan määrittää teräslaatuja suurimmat rakenteissa käytettävät levypaksuudet.

Taulukossa 3.1 on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-10 taulukkoa 2.1 vastaavasti Liikenneviraston kohteissa sallitut suurimmat levynpaksuudet. Taulukon 3.1 levypaksuuksien (mm) arvoja laskettaessa on alimmaksi käyttölämpötilaksi oletettu  $-40\text{ °C}$  (suluissa on esitetty arvot käyttölämpötilalle  $-50\text{ °C}$ ) ja jännitystasoksi  $0,25 \cdot f_y$ ,  $0,5 \cdot f_y$  ja  $0,75 \cdot f_y$ . Suunniteltavan sillan alin käyttölämpötila saadaan soveltamisohjeen NCCI 1 kuvasta D.1.

Jännitystaso lasketaan käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä. Teräksen myötörajana  $f_y$  tulee käyttää levyn paksuuden mukaan määrättyä arvoa. Taulukon levynpaksuuden väliarvot voidaan interpoloida.

**Eurokoodin soveltamisohje****Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)***Taulukko 3.1 Terästuotteiden suurimmat sallitut levypaksuudet käyttölämpötilassa -40 °C (suluissa arvot käyttölämpötilassa -50 °C)*

standardi SFS-EN	teräslaatu	puristettu rakenne, 0,25f <sub>y</sub>	vedetty rakenne 0,5f <sub>y</sub>	vedetty rakenne, 0,75f <sub>y</sub>
10025-2	S235J0(*)	85 (75)	55 (45)	35 (30)
	S235J2(*)	115 (100)	75 (65)	50 (40)
10025-2	S275J0	80 (70)	50 (40)	30 (25)
	S275J2	110 (95)	70 (55)	45 (35)
10025-2	S355J0(*)	70 (60)	40 (30)	20 (15)
	S355J2(*)	95 (80)	55 (45)	35 (25)
	S355K2(*)	110 (95)	65 (55)	40 (35)
10025-3, -4	S355N/M	110 (95)	65 (55)	40 (35)
	S355NL/ML	150 (130)	95 (80)	60 (50)
	S420N/M	100 (85)	60 (50)	55 (45)
	S420NL/ML	140 (120)	85 (70)	70 (55)
	S460N/M	95 (80)	55 (45)	30 (25)
	S460NL/ML	130 (115)	75 (65)	50 (40)

\*) annetut levynpaksuuden arvot pätevät myös vastaaville standardin SFS-EN10025-5 mukaisille ilmastorasituksen kestäville teräksille

Teräslevyjen paksuussuuntaisten ominaisuuksien määrittämiseksi käytetään standardin SFS-EN 1993-1-10 kohdassa 3.2 esitettyä menettelyä. Menettelyssä määritetään paksuussuunnassa rasitetulle rakenneosalle standardin kaavan 3.2 mukainen  $Z_{Ed}$ -arvo standardin taulukkoa 3.2 käyttäen. Tämän jälkeen valitaan ko. teräslevylle standardin SFS-EN 10164 mukainen Z-luokka seuraavasti:

*Taulukko 3.2 Standardin SFS-EN 10164 mukaisen Z-luokan valinta*

määritetty $Z_{Ed}$ :n arvo	Z-luokka -vaatimus
$Z_{Ed} \leq 10$	-
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z25
$30 > Z_{Ed}$	Z35

Teräslevylle asetettu Z-vaatimus esitetään suunnitelmissa standardin SFS-EN 10164 mukaisesti, esimerkiksi SFS-EN 10025-3 – S355N + SFS-EN 10164 - Z25. Rakenteet on pyrittävä muotoilemaan siten, että levyn paksuussuuntaista vetoa ei esiinny. Lisätietoa ohjeessa NCCI T kohdassa A1.5.3.4.

Materiaalin osavarmuusluvut rakenneteräkselle ja liitoksille on esitetty taulukossa 3.3 (vrt. SFS-EN 1993-2 taulukko 6.1).

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

*Taulukko 3.3 Rajatilatarkasteluissa käytettävät osavarmuusluvut*

a) rakenneosan ja poikkileikkauksen kestävyys:	
– poikkileikkausten kestävyys liiallisen myötäämisen suhteen mukaan lukien paikallinen lommahdus	$\gamma_{M0}=1,0$
– sauvojen kestävyys stabiiliuden suhteen, kun laskelmat tehdään sauvan tarkastuksena:	$\gamma_{M1}=1,1$
– poikkileikkausten kestävyys vetomurtumisen suhteen:	$\gamma_{M2}=1,25$
b) liitosten kestävyys	
– ruuvien kestävyys – niittien kestävyys – niveltappien kestävyys – hitsien kestävyys – levyjen kestävyys reunapuristukselle	$\gamma_{M2}=1,25$
– liukumiskestävyys – murtorajatilassa (kiinnitysluokka C) – käyttörajatilassa	$\gamma_{M3}=1,25$ $\gamma_{M3,ser}=1,1$
– injektioruuvien reunapuristuskestävyys	$\gamma_{M4}=1,1$
– Rakenneputkien liitosten kestävyys ristikoissa	$\gamma_{M5}=1,1$
– niveltappien kestävyys käyttörajatilassa	$\gamma_{M6ser}=1,0$
– korkealujuuksisten ruuvien esijännitys	$\gamma_{M7}=1,1$

Käyttörajatilassa rakenneteräksen osavarmuuslukuna käytetään:  $\gamma_{M0,ser} = 1,0$ .

Väsymistarkasteluissa käytettävä materiaalin osavarmuusluku on esitetty kohdassa 6.1.6.3.1.

Korkealujuusterästen osalta voidaan soveltaa standardia SFS-EN 1993-1-12 ja sen kansallista liitettä.

Säänkestävää terästä ei saa käyttää lainkaan rasitusluokan C5 olosuhteissa:

- rannikkoalueet ja alueet joilla suolapitoisuus on korkea (Itämeren rannikko-alueet tulkitaan kuitenkin kuuluvan luokkaan C4)
- runsaasti suolattujen väylien läheisyydessä (tienhoitoluokat Is ja I)
- lähellä vedenpintaa (alle 2m) olevat rakenteet

Säänkestävien terästen suunnittelussa käytetään taulukon 3.3b mukaisia syöpmisvaroja (ylimitoitus):

*Taulukko 3.3b Säänkestävän teräksen syöpymisvarat sillansuunnittelussa*

Rasitusluokka		Käyttöikä	
		50 vuotta	100 vuotta
C2	Ilmatilat, joissa epäpuhtauksien määrä on alhainen. Maaseutu- ja metsäalueet. (Tienhoitoluokka: III (ei-suolattavat tiet))	0,3 mm	0,4 mm
C3	Kaupunki- ja teollisuusilmatilat, joissa on kohtalainen rikkidioksidikuormitus. Rannikkoalueet, joilla alhainen suolapitoisuus. (Tienhoitoluokka: TIb, II (ei-suolattavat tiet))	0,5 mm	0,8 mm
C4	Teollisuusalueet ja rannikkoalueet, joilla suolapitoisuus on kohtalainen. (Tienhoitoluokka: Ib (tiet, joilla kohtalainen suolausrasitus))	0,7 mm	1,1 mm

Säänkestävien teräsrakenteiden suunnittelussa tulee kiinnittää erityistä huomiota siihen, etteivät ruostevalumat tahraa alapuolisia rakenteita tai aiheuta muuta haittaa.

## 3.4 Hitsit

Hitsien luokat määräytyvät standardin SFS-EN ISO 5817 mukaan ja ovat D, C, B ja B+. Hitsausluokka ei sinänsä vaikuta hitsin mitoituslaskelmiin, vaan vain sallittuihin hitsausvirheiden laatuun ja määrään sekä laadunvarmistuksen laajuuteen. Hitsausvirheiden kautta hitsiluokan valinnalla on kuitenkin vaikutusta hitsin/rakenteen luotettavuuteen.

Hitsien luokat määräytyvät rakenteen (tai rakenneosan) toteutusluokan mukaan. Toteutusluokassa EXC2 käytetään yleensä luokan C hitsejä (yleensä kevyen liikenteen sillat), toteutusluokassa EXC3 käytetään yleensä B-luokan hitsejä (yleensä normaalit ajoneuvo- ja raideliikenteen sillat) ja toteutusluokassa EXC4 käytetään tarvittaessa myös luokan B+ hitsejä (hankekohtaisesti niin päätettäessä suurten ja/tai erikoisrakenteisten ajoneuvo- ja rautatieliikenteen siltojen kantavuuden kannalta tärkeät osat).

Mitoituksen peruseriaatteena on, että hitsi on lujuusominaisuuksiltaan vähintään perusaineen veroinen. Hitseille käytetään murtorajatilatarkasteluissa taulukossa 3.3 esitettyjä materiaalin osavarmuuslukuja. Väsymistarkasteluissa hitseille käytetään samoja osavarmuuslukuja kuin perusaineelle kohdan 6.1.6.3.1 mukaisesti.

Silloissa yleensä käytettävät hitsityypit ovat:

- pienahitsi, jossa liitettävien levyjen välinen kulma on 60...120°,
- päittäishitsit, joiden railomuotona voi olla V, X tai K

## 3.5 Ruuvit

Silloissa käytetään pääasiassa kuusioruuveja (M12, M16, M20, M24, M27, M30, M36). Siltojen kantavien rakenteiden esijännittämättömissä ruuviliitoksissa käytetään luokan 8.8 ruuveja ja esijännitetyissä liitoksissa luokkien 8.8 tai 10.9 ruuveja. Ruuvien materiaalin myötö- ja murtolujuudet  $f_{yb}$  ja  $f_{ub}$  on esitetty taulukossa 6.15.

Standardin SFS-EN 1993-1-8:n mukaiset ruuviliitosten tyypit ovat:

- A: leikkausliitos ilman esijännitystä
- B: esijännitys, leikkausliitos, liukumiskestävyys tarkistetaan käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä
- C: esijännitys, leikkausliitos, liukumiskestävyys tarkistetaan murtorajatilassa
- D: vedetty liitos ilman esijännitystä
- E: vedetty liitos esijännittäen

SFS-EN 1993-1-8 sallii lisäksi liitokset joissa ruuvi- ja hitsausliitos toimivat yhdessä siinä tapauksessa, kun ruuviliitoksen tyyppi on C ja hitsausliitos tehdään ennen ruuviliitosta. Rautatiesilloille ei kuitenkaan sallita tässä tapauksessa ruuvi- ja hitsiliitoksen yhteistoimintaa ellei hankekohtaisesti (yleensä olemassa olevien siltojen korjaaminen) toisin sovita.

Jos ruuviliitoksen ruuvit saavat väsyttävästä kuormasta veto- tai leikkausjännityksiä, tulee ruuvien täyttää iskutkeysvaatimus 27 J / -20 °C vedolle. Tällöin vedetyn ruuvin tulee olla E-luokan esijännitetty ruuvi. Luokan C esijännitetyssä leikkausliitoksessa, jossa ruuvit eivät saa ulkoisista kuormista vetoa, ruuveille ei aseteta em. iskutkeysvaatimusta. Ruuvien, joille asetetaan iskutkeysvaatimus, tulee olla lujuusluokka 8.8 tai 10.9. Ruuviliitosten osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.3. Väsymistarkasteluissa käytetään samoja osavarmuuslukuja kuin perusaineelle kohdan 6.1.6.3.1 mukaisesti.

## 3.6 Vaarnat

Pulttivaarnojen materiaalina käytetään standardin SFS-EN-ISO 13918 taulukon 2 mukaisia materiaaleja. Silloissa normaalisti käytettävän materiaalin tunnus on SD1. SFS-EN-ISO 13918 mukainen nimitys vaarnalle on 'sidepultti'.

SFS-EN-ISO 13918 taulukon 2 mukaan vaarnan (sidepultin) teräksen tulee olla ISO/TR 15608 materiaalityypin 1 mukaista kuitenkin niin, että  $C \geq 0,20$  % ja  $Al \geq 0,02$  % sekä  $CEV \leq 0,35$ . Vaarnan ollessa materiaalia SD1 (S355) tulee olla  $R_m \geq 450$  MPa,  $R_{eh} \geq 350$  MPa ja  $A_5 \geq 15$  %.

Pulttivaarnojen murtorajatilan leikkauskestävyyden osavarmuuslukuna käytetään  $\gamma_v = 1,25$ . Väsymistarkasteluissa pulttivaarnojen leikkauskestävyyden osavarmuuslukuna käytetään  $\gamma_{Mf,s} = 1,25$ . Käyttörajatilatarkasteluissa (ks. kappale 6.3.2) pulttivaarnan leikkauskestävyydelle käytetään arvoa, joka on 60 % murtorajatilan leikkauskestävyyden arvosta.



## 4 Kuormat ja niiden osavarmuusluvut ja yhdistely

Teräsrakenteen asennuksen- ja kansilaatan valunaikaisissa tilanteissa rakenteisiin kohdistuvat rasitukset eroavat valmiin rakenteen vastaavista. Tämän johdosta on teräsrakenteen asennusta sekä kansilaatan valua käsiteltävä erillisinä suunnittelu-tilanteina.

### 4.1 Teräsrakenteen asentamisen aikana

Vaiheittaisessa teräsrakenteen asentamisessa on teräsrakenne pyrittävä jättämään siirtojen välillä sellaiseen asemaan, että asennusaikaiset tuet osuvat uuman pystyjäykisteiden kohdille. Uuman ja/tai jäykisteen kestävyys tulee aina osoittaa laskelmin.

#### 4.1.1 Telineet ja muotit

Telineille ja muoteille käytetään suunnitelmien mukaisten ainemenekkien perusteella saatavia kuormien arvoja. Mikäli tarkempaa tietoa ei ole käytettävissä, voidaan telineiden ja muottien kuorma mallintaa tasaisesti jakautuneena kuormana, jonka ominaisarvo on  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (puumuoteille). Tähän ei sisälly mahdollisten työtelineiden painoa, joka pitää arvioida tapauskohtaisesti.

Rakenneosien painoa laskettaessa voidaan käyttää standardin SFS-EN 1991-1-1 liitteen A taulukoihin perustuvia tilavuuspainoja (yleensä käytetään yläraja-arvoja, ks. NCCI 1 taulukko A.1). Puutavaralle käytetään taulukosta poiketen tilavuuspainoa  $8 \text{ kN/m}^3$ .

Telineitä, muotteja ja muita vastaavia väliaikaisia laitteita käsitellään mitoituslaskelmissa pysyvänä kuormana.

#### 4.1.2 Dynaaminen suurennuskerroin (sysäysliä)

Teräsrakenteen asentamisesta aiheutuvat pysyvien kuormien dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon kertomalla pysyvät kuormat dynaamisella suurennuskertoimella  $\varphi = 1,1$ , ellei tarkempaa analyysia pysyvien kuormien dynaamisten vaikutuksen määrittämiseksi tehdä. Dynaamiset vaikutukset ovat siirrosta tärinää ja sysäyksistä rakenteeseen aiheutuvia lisärasituksia.

#### 4.1.3 Kitka

Teräsrakenteen vaakasuuntaiseen siirtoon perustuvissa asennustavoissa liukupintojen välillä syntyvä kitka otetaan suunnittelussa huomioon. Käytettäessä pienikitkaisia liukupintoja, kuten polytetrafluorieteeniä (PTFE), tuelle syntyvälle kitkakuormalle käytetään suunnitteluvaiheessa 0,2-kertaista pysyvän kuorman tuki-reaktion arvoa, ellei tarkempia selvityksiä tehdä. Rullalaakereilla kitkakuormalle

käytetään 0,05-kertaista pysyvän kuorman tukireaktion arvoa. Mikäli kitkan vaikutus on edullinen, ei kitkaa oteta huomioon.

Muilla laakerityypeillä ja liukumuovipinnoilla kitkakuorma määritetään hankekohtaisesti materiaali ja laakerikohtaisten tietojen tai standardisarjan SFS-EN 1337 perusteella. Liukulevyjä käytettäessä ei kuitenkaan käytetä alle 0,20-kertaista tukireaktion arvoa epäedulliselle kitkakuormalle, ellei tarkempia selvityksiä tehdä.

Kitkakuormalle käytetään merkintää BF kuormien yhdistelyissä.

#### **4.1.4 Tuuli**

Suunnittelussa käytettävän tuulikuorma määräytyy rakennusvaiheen keston mukaan, ollen kuitenkin vähintään tuulennopeutta 15 m/s vastaava tuulenpaineen arvo manteralueella ja vähintään tuulennopeutta 20 m/s vastaava tuulenpaineen arvo meren rannikolla. Em. tuulennopeutta voidaan käyttää suunnittelussa korkeintaan 3 vrk kestävien rakennusvaiheiden tuulikuorman määrittämiseen.

Yli 3 vrk, mutta alle vuoden kestävässä rakennusvaiheissa, tuulikuorman laskentaan käytetään vähintään tuulennopeutta 25 m/s. Yli vuoden kestäväälle rakennusvaiheelle käytetään valmiin rakenteen tuulikuorman arvoa (ks. NCCI 1, taulukko C.1).

Erikseen hankekohtaisesti sovittaessa voidaan yli 3 vuorokautta, mutta korkeintaan yhden vuoden kestävässä rakennusvaiheissa määrittää tuulennopeuden ominaisarvo tuulennopeuden toistumisväleihin perustuen (ks. SFS-EN 1991-1-6 Taulukko 3.1).

Tuulen aiheuttama tuulikuorma ( $\text{kN/m}^2$ ) lasketaan standardin SFS-EN 1991-1-4 mukaan, ellei tarkempia menetelmiä ole käytettävissä.

#### **4.1.5 Muut kuormat**

Talviolosuhteet:

Teräsrakenteen työntöä ennen on rakenteisiin mahdollisesti kertynyt lumi poistettava. Jos lunta ei voida edellyttää puhdistettavaksi, tai mikäli on mahdollista että rakenteisiin tiivistyy jäätä esimerkiksi alla olevan sulan vesistön johdosta, on lumelle tai jälle käytettävä mitoituksessa vähintään ominaiskuormaa  $0,5 \text{ kN/m}^2$ . Rakentamisen aikaista lumikuormaa merkitään symbolilla  $Q_{\text{Sn,k}}$ . Pääsääntöisesti lumikuormaa ei tarvitse ottaa huomioon.

Epätarkkuudet:

Teräsrakenteen asennuksen aikaisissa mitoitusarkasteluissa on otettava huomioon soveltamisohjeen NCCI T mukaiset rakenteiden epätarkkuudet, kuten teräspalkin puristetun laipan alkukäyryys. Vastapainoa tai muuta vastaavaa rakennetta tasapainottavaa menetelmää hyödynnettäessä käytetään tukevalle kuormalle osavarmuuslukua 0,9 ja kaatavalle kuormalle osavarmuuslukua 1,15 (EQU-rajatila). Sovelletaan yhden lähteen periaatetta (saman rakenneosan tukevalla ja

kaatavalla puolella oleville osille käytetään samoja osavarmuuslukuja). Tarvittaessa on otettava huomioon myös vastapainon sijaintipoikkeama.

Mahdollinen työpedin painuma on otettava huomioon teräsrakenteen mitoituksessa. Tarvittaessa suunnittelijan tulee määrätä tukirakenteille tiiviyysvaatimuksia/jäykkyysvaatimuksia. Nämä esitetään asennustapaehdotuksessa.

#### 4.1.6 Mitoittavat kuormayhdistelmät

Taulukon 4.1 kuormitusyhdistelmille tarkistetaan sekä rakenteiden kestävyys että asennusaikainen rakenteiden vakavuus.

*Taulukko 4.1 Kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa teräsrakennetta asennettaessa*

MRT, Teräsrakenteen asennus	Pysyvät kuormat		Määräävä muuttuva kuorma		Muut muuttuvat kuormat
Päällys- ja/tai alusrakenteiden kestävyys	$1,35 \cdot \varphi^{(1)} \cdot G$	+	-	+	-
Päällys- ja/tai alusrakenteiden kestävyys	$1,25 \cdot \varphi^{(1)} \cdot G$ tai $0,9 \cdot \varphi^{(1)} \cdot G$	+	$1,5 \cdot F_{wk}$	+	$1,5 \cdot (0,6 \cdot BF + 0,8 \cdot Q_{Sn,k}^{(2)})$
Alusrakenteiden kestävyys	$1,25 \cdot \varphi^{(1)} \cdot G$ tai $0,9 \cdot \varphi^{(1)} \cdot G$	+	$1,5 \cdot BF$	+	$1,5 \cdot (0,8 \cdot F_{wk} + 0,8 \cdot Q_{Sn,k}^{(2)})$

<sup>1)</sup> dynaaminen suurenuskero  $\varphi = 1$ , 1, ellei hankekohtaisesti muuta sovita

<sup>2)</sup> lumi ja jääkuorma on mukana hankekohtaisen harkinnan mukaan

Jos alusrakenteeseen kohdistuu teräsrakenteen siirron vaatima vetovoima, tuen kestävyys tarkastetaan taulukon 4.1 viimeisen rivin mukaan käyttäen vetovoimaa määräävänä muuttuvana kuormana, joka on suuruudeltaan kaikkien asennusaikaisten tukien laakerikitkojen summaa.

## 4.2 Kansilaatan valun aikana

Kohdassa 4.1. määritellyjä kuormia ja periaatteita sovelletaan myös kansilaatan valun aikaisissa rakenteen kestävyystarkasteluissa.

#### 4.2.1 Valun vaiheet

Teräsrakenteen rasituksia määritettäessä valujärjestyksen vaikutukset otetaan huomioon.

#### 4.2.2 Poikkirakenteiden kuormat / reunaehdot telinesuunnitteluun

Kansilaatan telineitä ja muotteja suunniteltaessa otetaan huomioon valutapahtuman aiheuttamat vaakasysäykset valun yläpinnan tasossa vaikuttavana mielivaltaisen suuntaisena vaakavoimana  $Q_{cf} = 1,5 \text{ kN}$ . Tätä kuormaa ei ole esitetty taulukossa 4.2, koska kuormalla on merkitystä vain kansilaatan telineitä mitoittaessa.

Telineiden ja muottien tukemisesta syntyvät ylimääräiset rasitukset on otettava huomioon teräsrakenteen mitoituksessa (ylälaipan tasolle tuleva poikittainen veto ja alalaipan tasolle tuleva poikittainen puristus). Asennustapaehdotukseen on selvästi merkittävä teräsrakenteelle teline- ja muottirakenteilta sallittavat rasitukset. Pääsääntönä on, ettei kansilaatan teline- ja muottirakenteiden vaakasuuntaisia voimia viedä sillan teräsrakenteen yläpaarteelle.

#### 4.2.3 Työskentelykuorma

Valutyöryhmä työvälineineen sekä mahdolliset betonikerroksen väliaikaiset pak-suuden ylitykset mallinnetaan 3x3 metrin alueella vaikuttavana 2 kN/m<sup>2</sup> pinta-kuormana ( $Q_{ca}$ ), joka voidaan sijoittaa minne tahansa valualueella. Kuormitusta käsitellään muuttuvana kuormana.

Mitoittavat kuormayhdistelmät

Taulukossa 4.2 on esitetty kuormitusyhdistelmät, jotka on otettava huomioon kansilaatan valun aikaisia mitoitusilanteita tarkasteltaessa.

Taulukko 4.2 Kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa kansilaatan valun aikana

MRT, Kannen valu	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma		Muut muuttuvat kuormat
Päällys- ja/tai alusrakenteiden kestävyys	1,35·G	+	-	+	-
Päällys- ja/tai alusrakenteiden kestävyys	1,25·G	+	1,5·F <sub>wk</sub>	+	1,5·(1,0·Q <sub>ca</sub> )
Päällys- ja/tai alusrakenteiden kestävyys	1,25·G	+	1,5·Q <sub>ca</sub>	+	1,5·(0,8·F <sub>wk</sub> )

## 4.3 Valmis rakenne

#### 4.3.1 Staattiset kuormat

Siltojen staattiset ja väsyttävät liikennekuormat on esitetty standardissa SFS-EN 1991-2 ja Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI 1.

Rakennusmateriaalien ominaispainot saadaan NCCI 1 kohdasta A. Teräsbetonirakenteen teräsmäärän noustessa yli 200 kg/m<sup>3</sup> lisätään NCCI 1:n taulukossa A1 ilmoitettuun raudoitetun betonin ominaispainoon 1 kN/m<sup>3</sup>.

##### 4.3.1.1 Tieliikenne

Ajoneuvoliikenteen kuormat on esitetty eurokoodin SFS-EN 1991-2 luvussa 4 ja NCCI 1 kohdassa B.4.

##### 4.3.1.2 Kevyt liikenne

Kevyen liikenteen kuormat on esitetty eurokoodin SFS-EN 1991-2 luvussa 5 ja NCCI 1 kohdassa B.5.

#### 4.3.1.3 Rautatieliikenne

Junaliikenteen kuormat on esitetty eurokoodin SFS-EN 1991-2 luvussa 6 ja soveltamisohjeen NCCI 1 kohdassa B6. Raitiotie- ja metroluikenteen kuormat määritetään hankekohtaisesti.

#### 4.3.1.4 Tukien painumat

Tukien painumat otetaan siltojen päällysrakenteita mitoitettaessa huomioon NCCI 1 kohdan H2 mukaan ottaen huomioon myös, mitä NCCI 7 kohdassa 5.1.2.4 on todettu.

#### 4.3.1.5 Kutistuma

Käyttörajaatilassa ja väsymistarkasteluissa paikallisia poikkileikkauksen jännityksiä laskettaessa kutistuma otetaan huomioon NCCI 2 kohdan 3.1.4 mukaisesti lasketulla arvolla.

Kutistuman ja viruman vaikutus voidaan normaalitapauksissa (kansilaatan betoni C30/37 tai C35/45 ja kansilaatta valetaan yhdessä valussa) käsitellä seuraavassa kohdassa esitetyllä yksinkertaistetulla tavalla.

#### 4.3.1.6 Viruma

Betonin virumisen vaikutus voidaan ottaa huomioon staattisesti määräämättömän rakenteen voimasuureita laskettaessa käyttämällä teräksen ja betonin kimmo-  
kertoimien suhteelle arvoa (alla esitetyt arvot ovat pyöristettyjä arvoja):

- $n_o = 6$  lyhytaikaisille kuormille ja
- $n_L = 18$  kaikille muille kuormille/vaikutuksille.

Tukialueella, missä kansilaatta on vedetty ja otaksutaan halkeilleeksi, kimmo-  
kertoimien suhteelle käytetään voimasuureita laskettaessa aina arvoa  $\infty$ , eli betonipoikkileikkausta ei oteta lainkaan huomioon. Poikkeuksena tähän on teräspalkin ja kansilaatan välisen leikkausvoiman laskeminen (ks. kohta 5.2.3)

Edellä esitetyt arvoja ( $n_o$  ja  $n_L$ ) voidaan käyttää myös liukukertoimien suhteelle laskettaessa väännön vaikutusta kansilaattaan. Tukialueen vedetyn laatan osalla liukukertoimien suhteelle käytetään kuitenkin kaksinkertaisia arvoja kansilaatan halkeilun vaikutuksen huomioonottamiseksi.

#### **4.3.1.7 Epätarkkuudet**

Siltojen teräsrakenteita mitoittaessa tulee ottaa huomioon valmistustoleranssien mukaiset ja eurokoodin mitoitusääntöjen taustalla olevat muotopoikkeamat:

- Ensiksi mainittuja ovat soveltamisohjeen NCCI T taulukoiden 5 ja 6 mukaiset sallitut poikkeamat (luokka 2) ja enimmäispoikkeamat (luokka 1) sekä standardin SFS-EN 1090-2 mukaiset toiminnalliset valmistus- ja asennustoleranssit.
- Soveltamisohjeen NCCI T taulukoiden 5 ja 6 mukaisia sallittuja poikkeamia ja enimmäispoikkeamia pidetään SFS-EN 1090-2 kohdan 11.1 mukaisina erityistoleransseina, jotka korvaavat vastaavat SFS-EN 1090-2 liitteessä D esitetyt toleranssit.
- Eurokoodin mitoitusääntöjen taustalla olevia muotopoikkeamia ovat standardien SFS-EN 1993-1-1 ja 1993-2 mukaiset alkusivusiirtymät ja -kaarevuudet
- Uuman pystyjäykisteiden osalta suunnittelussa käytettävä alkuepätarkkuus on esitetty kohdassa 6.1.3.10.1
- Puristettujen sauvarakenteiden todelliset alkuepätarkkuudet on otettava huomioon, jos ne ovat suurempia kuin edellä mainittujen julkaisujen määrittämät valmistus- tai asennustoleranssit tai -poikkeamat.

Epätarkkuuksista syntyvät voimasuureet lasketaan kimmoteorian mukaan riippumatta siitä tarkastellaanko poikkileikkausten kestävyys kimmoteorian, epälineaarisen teorian vai plastisuusteorian mukaan. Tarpeen vaatiessa murtorajatilän voimasuureet lasketaan toisen asteen teorian mukaan. Vain onnettomuustilanteissa voidaan käyttää plastisuusteorian mukaista menetelmää.

#### **4.3.1.8 Mitoittavat yhdistelmät**

Murtorajatilän ja käyttörajatilän mitoittavat yhdistelmät muodostetaan standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 mukaan.

### **4.3.2 Väsyttävä kuorma**

Ajoneuvo- ja rautatieliikenteen sillat mitoitetaan väsyttävälle kuormalle.

Sillan jännitystila väsyttävän liikennekuorman vaikutuksen alkaessa määritetään kappaleen 6.1.6.2.3 kaavan 6.139 mukaisella perusyhdistelmällä.

#### **4.3.2.1 Ajoneuvoliikenne**

Standardin SFS-EN 1991-2 mukaiset väsyttävät kuormat ja niiden käyttöehdot on esitetty Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 kohdassa B.4.6.

#### **4.3.2.2 Rautatieliikenne**

Standardin SFS-EN 1991-2 mukaiset väsyttävät kuormat ja niiden käyttöehdot esitetty Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 kohdassa B.6.9.

## 5 Voimasuureiden laskenta

### 5.1 Rakennemallit

#### 5.1.1 Teräsrakenteen asentamisen vaiheiden huomioon ottaminen

Asentamisen mallintamisessa on käytettävä rakennemallia joka kuvaa rakennetta riittävän tarkasti siten, että mm. työntöasennuksen eri vaiheet, valujärjestys, mahdolliset työkatkot ja rakenteen kunkin työvaiheen todellisen vääntöjäykkyyden vaikutukset tuloksiin tulevat huomioon otetuksi.

##### 5.1.1.1 Työntöasennus

Koska työntöasennuksessa rakenne joudutaan pysäyttämään pidemmäksi aikaa lisälohkojen liittämistä varten, rakenteen ja mallin pääkannattajien sauvojen olisi edullista olla yhtä pitkiä (poikkirakennevälillä mitattuna) koko sillan pituudella. Tällöin rakenne voidaan aina työnnon aikana pysäyttää asemaan, jossa kaikkien tukipisteiden kohdalla on pystyjäykiste ja poikkirakenne (palkki tai ristikko).

##### 5.1.1.2 Nostoasennus

Nostoasennuksen vaikutus lopullisen rakenteen voimasuurejakautumaan ja muotoon tulee ottaa huomioon.

Yleensä nostoasennus kannattaa toteuttaa siten, että nostoasennuksen asennusjatkokset sijaitsevat lopullisen rakenteen momenttien nollakohtien kohdalla. Tällöin nostoasennetun rakenteen voimasuurejakautuma ei oleellisesti poikkea alusta asti jatkuvan rakenteen voimasuurejakautumasta.

#### 5.1.2 Valun eri vaiheiden huomioon ottaminen

Suomessa kansilaatta valetaan pääsääntäisesti yhtenä valuna sillan päästä toiseen. Tämä on perusteltua, jos valun kesto jää kohtuulliseksi (alle noin 1,5 vrk), sillan jännejako on tasasuhtainen ja sillan pituuskaltevuus on kohtuullinen (< 3...4 %).

Suoritettaessa kansilaatan valu useammassa osassa niin, että edelliset valuosat ovat ehtineet sitoutua, tulee näillä osilla käyttää liittopoikkileikkauksen poikkileikkauksarvoja.

Valujärjestyksen valinnalla on pyrittävä siihen, että jo sitoutumassa oleviin kansilaatan osiin ei synny pysyviä vetojännityksiä.

### 5.1.3 Valmis rakenne

Valmiin rakenteen rakennemallin valinta riippuu sillan geometriasta ja poikkileikkauksen tyypistä:

- suoralla kaksipalkkisella sillalla, jossa ei ole vaakaristikkoa, voidaan käyttää yksinkertaisimmillaan jatkuvaa palkkia
- vino ja/tai kaareva silta vaatii yleensä vähintään arinamallin käyttöä
- arinamalli riittää myös silloin, kun silta varustetaan vaakaristikolla tai sillan poikkileikkaus on kotelo, jonka kannen muodostaa kansilaatta
- mitä monimuotoisemmaksi rakenne tulee, sitä tarkoituksenmukaisempaa on käyttää yksinkertaisemman rakennemallin rinnalla tarkempaa tilavuus-, laatta- tai kuorielementeistä muodostettua FEM-mallia.

#### 5.1.3.1 Poikkirakenteet mallissa

Liitto- tai teräspalkkisillan poikkirakenteet ovat yleensä palkki- tai ristikkorakenteita. Poikkirakenne voidaan muodostaa myös kansilaatan ja palkkiuuman pystyjäykisteiden muodostamasta poikkirakenteesta.

Arinamalliin poikkipalkki voidaan mallintaa kuten pääkannattajat. Pinta-alaksi annetaan palkin uuman poikkileikkausala, jos malli laskee myös leikkausmuodonmuutokset. Vääntöjäyhyysmomentille voidaan antaa yleensä hyvin pieni arvo, koska poikkipalkin vääntöjäykyys on yleensä merkityksetön pääpalkin taivutusjäykkyyteen verrattuna.

Poikkiristikon voi mallintaa laittamalla sen sijalle rakennemalliin sauvan, jonka muodonmuutosominaisuudet vastaavat todellista poikkiristikon (asennus- ja valuvaiheessa) tai poikkiristikon ja kansilaatan muodostamaa rakennetta.

## 5.2 Poikkileikkausarvot

Rakennemallin poikkileikkausarvojen määrittämisessä tulee ottaa huomioon kuormitusajan vaikutus (betonin kimmokerroin), kansilaatan halkeilu sekä rakenteen tuentatavat rakentamisen eri vaiheissa (vaikutus levyosien teholliseen leveyteen).

### 5.2.1 Poikkileikkausten luokitus

Teräspoikkileikkausten luokitus on esitetty kappaleessa 6.1.3. Liittopalkkipoikkileikkauksen teräsosat luokitellaan samojen sääntöjen mukaan. Kansilaatan tehollinen leveys on esitetty seuraavassa kappaleessa.

Voimasuureiden laskennassa voidaan käyttää koko poikkileikkausta, jos puristettulle poikkileikkauksen osalle on voimassa seuraava ehto:

- rakenneosan (parre, uuma) tehollinen poikkileikkaus lommahdus huomioon ottaen  $\geq$  puolet rakenneosan bruttopoikkileikkauksesta

Ehdon voimassaoloa ei kuitenkaan tarvitse tarkistaa palkin yläpaarteelle sen jälkeen kun kansilaatta on valettu, koska paarteen katsotaan olevan tällöin riittävästi tuettu. Vaarnajaon on kuitenkin täytettävä kappaleen 6.3.4 vaatimukset.



### 5.2.2 Teholliset poikkileikkaukset

Teräksisen siltapalkin koko poikkileikkaus voidaan yleensä olettaa teholliseksi laskettaessa voimasuureita, ellei edellisen kappaleen ehto edellytä lommahduksen vuoksi paarteen leveyden (poikkileikkauksen) reduktiota, sillä paarteen puolikkaan leveys on yleensä aina pienempi kuin jännemitan kahdeksasosa (vrt. SFS-EN 1993-1-5 kappale 2.2(3)).

Liittopoikkileikkauksen kansilaatan tehollinen leveys määritetään seuraavasti:

Jänteen keskialueella tai välituen kohdalla vallitseva toimiva kokonaisleveys  $b_{\text{eff}}$ , (ks. kuva 5.1), voidaan määrittää kaavasta:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.1)_{[5.3/EN1994-2]}$$

missä:

- $b_0$  on ulommaisten leikkausliittimien keskiöiden välinen etäisyys
- $b_{ei} = L_e/8 \leq b_i$ , (betonilaipan toimivan leveyden arvo uuman yhdellä puolella) jossa
  - $b_i$  on etäisyys ulommaisesta leikkausliitimestä pisteeseen, joka on vierekkäisten uumien puolivälissä tai vastaavaa etäisyyttä kansilaatan vapaaseen reunaan
- $L_e$  on likimäärin taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys.

Reunatuella vaikuttava toimiva leveys voidaan määrittää kaavasta:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \quad (5.2)_{[5.4/EN1994-2]}$$

missä:

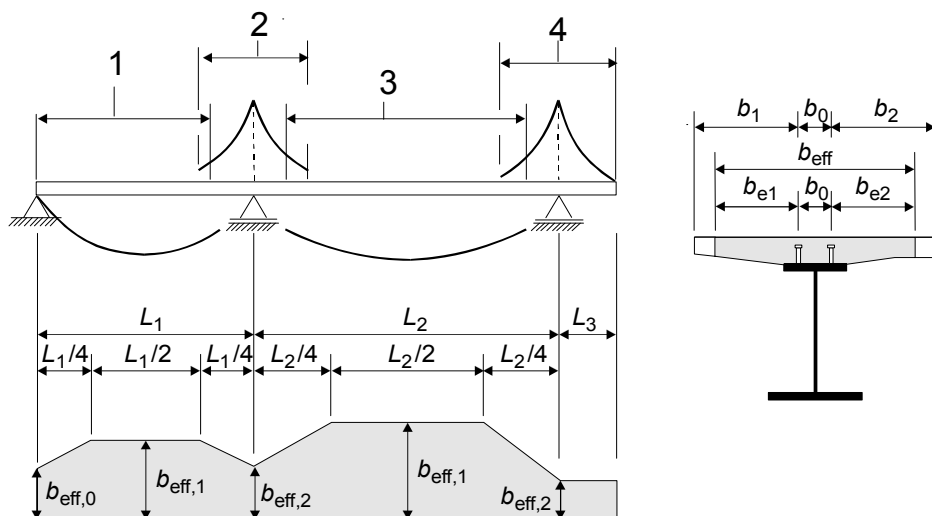
$$\beta_i = (0,55 + 0,025 \cdot L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.3)_{[5.5/EN1994-2]}$$

missä:

$b_{ei}$  on edellä esitetyllä tavalla laskettu reunajänteen toimiva leveys jänteen keskellä ja

$L_e$  on reunajänteen ekvivalentti jännemitta kuvan 5.1 mukaisesti.

Tukialueilla toimivan leveyden voidaan olettaa muuttuvan kenttäalueen toimivaksi leveydeksi kuvan 5.1 mukaisesti.



Kuva 5.1 Kansilaatan toimivat (teholliset) leveydet [kuva5.1/EN1994-2]

Kuvan 5.1 mukaisilla alueilla 1...4  $L_e$  saa seuraavan arvon vastaavaa toimivaa leveyttä  $b_{eff,i}$  laskettaessa:

Alue	$L_e$	$b_{eff,i}$
1	$0.85 \cdot L_1$	$b_{eff,1}$
2	$0.25 \cdot (L_1 + L_2)$	$b_{eff,2}$
3	$0.7 \cdot L_2$	$b_{eff,1}$
4	$2 \cdot L_3$	$b_{eff,2}$

Alueen 1 reunatuella toimivan keveyden  $b_{eff,0}$  arvo lasketaan edellä esitetyn kaavan 5.2 mukaisesti.

### 5.2.3 Kansilaatan halkeilu

Rakennemallissa kansilaatan halkeillut alue, jolla betonin jäykkyys jätetään lopullisia voimasuureita laskettaessa huomioon ottamatta, määritellään seuraavalla tavalla:

- Käyttörajan ominaisyhdistelmille lasketaan taivutusmomentin maksimi- ja minimiarvojen jakauma. Tällöin pitkäaikaiset vaikutukset (pintarakenteet, tukien painumat ja kutistuma) otetaan huomioon käyttämällä halkeilemattoman poikkileikkauksen taivutusjäykkyyttä
- Alueilla (yleensä tukialueilla), joissa ominaisyhdistelmällä laskettu vetojännitys betonin reunalla on suurempi kuin  $2 \cdot f_{ctm}$  (5.8 MPa betonille C30/37 ja 6.4 MPa betonille C35/45), betoni jätetään kokonaan huomioon ottamatta poikkileikkauksen jäykkyyttä laskettaessa.

Yleensä yksi laskentakierros riittää (ja on varmalla puolella), sillä toinen laskentakierros johtaa halkeilleen tukialueen lyhenemiseen.

Rakennemallin sauvojen jäykkyydet määritetään edellisen perusteella ja tätä mallia käytetään sekä murtorajatilojen sekä käyttörajatilojen lopullisten voimasuureiden laskentaan. On kuitenkin huomattava, että käytettävän mallin poikkileikkausarvot määritetään erikseen eri teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteen arvoille ( $n=6$  lyhytaikaisille kuormille ja  $n=18$  pitkäaikaisille kuormille, vrt. kohta 4.3.1.6 edellä).

Kun sillan poikkileikkaus on kotelo (tai kun sillassa on vaakaristikko), vääntöjäykkyys määritetään käyttäen teräksen ja betonin liukukertoimien suhteelle samaa arvoa kuin kimmokertoimien suhteelle. Halkeilleen tukialueen vääntöjäykkyyttä laskettaessa käytetään kuitenkin liukukertoimien suhteille niiden kaksinkertaisia arvoja.

Kun poikkileikkausten luokka on 3 tai 4 (yleensä liittorakenteisten siltojen tukialueilla), teräspalkin ja kansilaatan välinen leikkausvoima (työntövoima) lasketaan murtorajatilatarkasteluissa edellä kuvatulla rakennemallilla määritetyistä leikkausvoimista, käyttäen myös tukialueella kansilaatalle halkeilemattoman kansilaatan poikkileikkauksen mukaan laskettuja staattisen momentin ja hitausmomentin arvoja ( $S$  ja  $I$  laskentakaavassa  $v = V \cdot S / I$ ).

Kun poikkileikkauksen luokka on 1 tai 2 (yleensä liittorakenteisten siltojen kenttäalueilla) teräspalkin ja kansilaatan välisen liitoksen mitoitus tapahtuu kansilaatan puristusvoiman muutoksesta jänteen ei-kimmoisella alueella.

Käyttörajatilatarkasteluissa pitkittäinen leikkausvoima (työntövoimat) teräs- ja betonipoikkileikkauksen rajapinnassa lasketaan koko palkin pituudella halkeilemattoman kansilaatan mukaan laskettujen poikkileikkausarvojen mukaan (kuten edellä murtorajatilassa tukialueilla). Jos halkeilun vaikutukset halutaan ottaa huomioon, myös betonin vetojäykistysvaikutus ja vedetyn betonin ylilujuus on otettava huomioon. Tämä johtaa kuitenkin monimutkaisempiin laskelmiin eikä ole suositeltavaa.

#### 5.2.4 Kutistuman käsittely

Kutistuman vaikutus otetaan huomioon murtorajatilatarkasteluissa kun teräsrakenteen poikkileikkausluokka on 3 tai 4 (yleensä tukialueella). Käyttörajatila- ja väsymistarkasteluissa kutistuman vaikutus otetaan huomioon aina.

Kutistuman ensisijaiset (primary effects) ja toissijaiset (secondary effects) otetaan huomioon laskemalla kutistumasta (NCCI 2, kohta 3.1.4) poikkileikkauksen eri osiin syntyvät jännitykset kansilaatan ylä- ja alapinnassa ( $\sigma_{b,y}$ ,  $\sigma_{b,a}$ ) sekä teräskannattajan ylä- ja alapinnassa ( $\sigma_{s,y}$ ,  $\sigma_{s,a}$ ).

Kutistuman ensisijaiset vaikutukset otetaan huomioon vain siellä, missä kansilaatta on halkeilematon (kenttäalueilla).

Viruman vaikutus otetaan huomioon käyttämällä teräs- ja betonirakenteen kimmokertoimien suhteelle  $n$  arvoa 18.

### 5.2.5 Hyppäyksellisen lämpötilaeron käsittely

Hyppäyksellinen lämpötilaero voidaan käsitellä vastaavalla tavalla kuin kutistuma.

Lämpötilaero katsotaan lyhytaikaiseksi kuormaksi, jolloin teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteelle käytetään lyhytaikaista arvoa  $n = 6$ .

### 5.2.6 Poikkirakenteet

Yleensä poikkirakenteet ovat kansilaatasta irrallaan olevia teräspalkkeja, kansilaatan kanssa liittorakenteisia teräspalkkeja tai ristikkorakenteita. Yksinkertaisimmillaan poikkirakenteet muodostuvat kansilaatasta ja teräspalkin pystyjäykisteistä.

Poikkirakenteiden voimasuureita laskettaessa poikkileikkausten luokitus, tehollisten poikkileikkausarvojen laskeminen sekä kutistuman ja lämpötilaerojen käsittely voidaan tehdä edellä kohdassa 5.2.1...5.2.5 esitetyllä tavalla. Yleensä kaksipalkkisella sillalla kansilaatta voidaan poikkirakenteen rakennemallissa olettaa halkeilemattomaksi. Useampipalkkisessa sillassa, ja sillassa, jossa on pitkät kansilaatan ulokkeet, halkeilu tulee kuitenkin ottaa huomioon. Mikäli kansilaatta on poikittain jännitetty, tulee tästä aiheutuvat rasitukset poikkirakenteille ja pääpalkeille ottaa huomioon.

#### 5.2.6.1 *Palkit*

Rakennemallin valinnassa on otettava huomioon se, että palkin ollessa irti kansilaatasta täytyy palkki ja kansilaatta ottaa huomioon rakennemallissa erikseen. Poikkipalkin ollessa liittorakenteinen betonikannen kanssa voidaan ne mallintaa yhdessä (huomioiden eri rakentamisvaiheiden poikkileikkausarvot).

Edelleen poikkipalkin ollessa irti kansilaatasta tulee erityisesti kiinnittää huomiota uuman pystyjäykisteen mitoitukseen, kun kansilaattaa kuormitetaan telikuormalla LM1 tai LM2.

#### 5.2.6.2 *Ristikot*

Poikittainen pystyristikko muodostuu yleensä K-ristikosta, jossa diagonaalisauvojen leikkauspiste on alemman vaakasauvan keskellä.

Kaikki sauvojen liitosten epäkeskisyydet on otettava huomioon mitoituksessa:

- K-ristikon liitoksen epäkeskisyydet
- epäkeskisyydet diagonaalin liittymisessä pääpalkin pystyjäykisteen ja kansilaatan solmupisteeseen (telikuorman aiheuttamat rasitukset)

Mikäli K-ristikossa käytetään poikittaista ylempää vaakasauvaa, se on yleensä poistettava asentamisen jälkeen. Mikäli sauva jätetään paikalleen, tulee sen kestävyys ja vaikutus siltapalkin toimintaan tarkastaa.

## 5.3 Epätarkkuuksien huomioon ottaminen

Epätarkkuuksien huomioonottaminen on teräs- ja liittopalkkisilloissa yleensä tarpeen puristettujen rakenneosien stabiiliteettitarkasteluissa. Ristikoiden puristus-sauvojen tai puristussauvatarkasteluun palautettujen I-palkkien puristuspaarteiden tarkasteluissa epätarkkuudet on otettu huomioon nurjahduskäyrissä (kohta 6.1.2.1.1), joten itse sauvojen nurjahdustarkasteluissa epätarkkuuksia ei tarvitse ottaa erikseen huomioon, elleivät rakenteelle oletetut epätarkkuudet ylitä nurjahduskäyrille oletettuja alkuepätarkkuuksia.

Jos kuitenkin on tarpeen suorittaa rakenteen kokonaisstabiiliteettitarkastelu, epätarkkuudet tulee ottaa huomioon jo rakennemallissa ja sen kuormittamisessa. Tätä esimerkkinä on seuraavassa kohdassa 5.4 esitetty puristetun paarteen stabiiliteettitarkastelu.

## 5.4 II asteen teorian käyttö

II asteen (kertaluvun) tarkastelu on tarpeen, jos rakenteen siirtymätila vaikuttaa merkittävästi voimasuureiden arvoihin. Tämä ehto täyttyy, jos

- $\alpha_{cr} < 10$  kimmoteorian mukaisessa mitoituksessa teräsrakenteille ja kimmo- tai plastisuusteorian mukaisessa mitoituksessa liittorakenteilla
- $\alpha_{cr} < 15$  plastisuusteorian mukaisessa mitoituksessa teräsrakenteille.

$\alpha_{cr}$  on kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman ja mitoituskuorman (mrt) suhde.

Teräs- ja liittopalkkisiltojen päällysrakenteissa II asteen teorian käyttö tulee kysymykseen lähinnä puristetun paarteen vakavuustarkasteluissa. Tarkastelu on tarpeen yleensä kansilaatan valuvaiheessa kenttien yläpaarteille ja valmiissa sillassa tukialueiden alapaarteille.

Kansilaatan valun aikana liittopalkkisillan pääkannattaja kuuluu kentissä yleensä poikkileikkausluokkaan 3 tai 4 ja kannattajan yläpaarre on sivusuunnassa tuettu vain poikkipalkkien tai -ristikoiden kohdilta. Myös kansilaatan telineiden tukeminen ja pääkannattajien vaakasuuntainen jäykistäminen (vaakaristikko) voivat vaikuttaa tarkasteluun.

Valmiissa sillassa tukialueiden alapaarteet välitukien molemmin puolin voivat vaatia II asteen tarkastelun.

Käytännössä tarkastelu on molemmissa tapauksissa puristetun sauvan tarkastelu. Sauvalle annetaan kaikki valmistustoleranssien mukaiset muotovirheet pahimpaan mahdolliseen suuntaan ja tukiehdot asetetaan todellista rakennetta vastaaviksi (kentän yläpaarteiden tuet syntyvät poikkiristikkojen kautta pääkannattajien vedetyistä alapaarteista ja mahdollisesta valun aikaisesta tai pysyvästä vaakaristikosta). Tämän jälkeen paarretta rasitetaan murtorajatilaa vastaavilla kuormilla.

Toisen kertaluvun voimasuureet voidaan laskea myös I kertaluvun voimasuureista kriittisen kuorman ja mitoituskuorman suhteen avulla SFS-EN 1993-2 kohdassa 5.2.2(5) esitetyllä kaavalla:

$$R_{\infty} = (1/(1-1/\alpha_{cr})) \cdot R_I, \quad (5.4)_{[5.2/EN1993-1-1]}$$

jossa:

- $R_I$  = ensimmäisen kertaluvun (laskentakierroksen) voimasuure
- $R_{\infty}$  = toisen kertaluvun voimasuure ja
- $\alpha_{cr}$  = kriittisen kuorman ja mitoituskuorman suhde

Kaavaa käytettäessä suhteen arvon ( $\alpha_{cr}$ ) tulee aina olla suurempi kuin 3.

## 5.5 Voimasuureiden yhdistelyt

Voimasuureiden yhdistely tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja NCCI 1 liitteen 1A, 1B, ja 1C yhdistelytaulukoiden mukaan.

Jos kaikki poikkileikkausten osat kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 ja 2, voidaan pakkovoimat (kansilaatan kutistuma, lämpötilaerot ja tukien painumat) jättää murtorajatilatarkasteluissa huomioon ottamatta. Väsymis- ja käyttörajatilatarkasteluissa pakkovoimat otetaan kuitenkin aina huomioon. Siltojen pääkannattajat välitukien alueella kuuluvat yleensä poikkileikkausluokkaan 3 tai 4, jolloin pakkovoimat tulee ottaa huomioon sekä voimasuureita laskettaessa että mitoitus-tarkasteluissa.

### 5.5.1 Murtorajatila

#### Ajoneuvoliikenne:

Ajoneuvoliikenteen siltojen murtorajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1A taulukon 1 mukaan.

#### Rautatieliikenne:

Rautatieliikenteen siltojen murtorajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1B taulukon 1 mukaan.

Kevyt liikenne:

Kevyen liikenteen siltojen murtorajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1C taulukon 1 mukaan.

**5.5.2 Käyttörajatila**Ajoneuvoliikenne:

Ajoneuvoliikenteen siltojen käyttörajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1A taulukon 2 mukaan.

Rautatieliikenne:

Rautatieliikenteen siltojen käyttörajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1B taulukon 2 mukaan.

Kevyt liikenne:

Kevyen liikenteen siltojen käyttörajatilan kuormien yhdistelyt tehdään standardin SFS-EN 1990/A1 ja Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 liitteen 1C taulukon 2 mukaan.

Ajoneuvo-, rautatie- ja kevyen liikenteen silloille käyttörajatilan yhdistelmiä käytetään seuraaviin tarkasteluihin:

Ominaisyhdistelmälle tarkistetaan sillan eri osien jännitykset (ottaen shear lag -ilmiö huomioon) ja vaarujen leikkausvoima.

Tavalliselle yhdistelmälle tarkistetaan sillan taipuma, poikkileikkauksen kallistuminen (yleensä pääpalkkien välinen kallistuma), teräsrakenteen jännitysvaihtelu (kohta 7.2.1.1), uuman hengittäminen ja kansilaatan halkeilurajatila poikkisuuntaisesta taivutuksesta.

Pitkäaikaiselle yhdistelmälle tarkistetaan kansilaatan puristusjännitys ja kansilaatan halkeamat poikkisuuntaisesta taivutuksesta.

## 6 Mitoitus murtorajatilassa

### 6.1 Pääkannattajat

#### 6.1.1 Poikkileikkausten kestävyys

Mitoitusehdot kullekin voimasuureelle erikseen ovat:

$$- \text{taivutukselle:} \quad M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (6.1)$$

$$- \text{vedolle:} \quad N_{Ed} \leq N_{t,Rd} \quad (6.2)$$

$$- \text{puristukselle:} \quad N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad (6.3)$$

$$- \text{leikkaukselle:} \quad V_{Ed} \leq V_{c,Rd} \quad (6.4)$$

$$- \text{ja väännölle:} \quad T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (6.5)$$

Seuraavissa kappaleissa esitetään poikkileikkaustyytit, tehollisten poikkileikkausten laskenta sekä poikkileikkauksen kestävyystarkastelu kullekin yksittäiselle voimasuurelle ja voimasuureiden yhteisvaikutuksille.

##### 6.1.1.1 Poikkileikkauksen tyyppi

Teräs- ja liittopalkkisillan poikkileikkaus voi olla tyypiltään joko avoin tai kotelo. Yleensä lyhyempijänteiset sillat ovat avoimia ja suuremmat sillat teräskoteloita (tai ne varustetaan vaakaristikolla). Kansirakenne voi olla betonia (liittorakenne) tai terästä (ortotrooppirakenne). Yleensä ortotrooppirakenne on taloudellinen vain avattavien siltojen tai todella suurten terässiltojen kansirakenteena.

Teräsrakenteen mitoitusmenettely riippuu poikkileikkauksen poikkileikkausluokasta. Poikkileikkauksen luokituksen kannalta oleellista on poikkileikkauksen kyky kestää lommahtamatta myötörajalta nousevia jännityksiä. Tällä perusteella poikkileikkaukset ja niiden osat (uuma, paarteet) luokitellaan neljään poikkileikkausluokkaan, jotka on esitetty kohdassa 6.1.3. Koko poikkileikkauksen luokka on sama kuin heikoimman puristetun poikkileikkauksen osan luokka.

##### 6.1.1.2 Teholliset poikkileikkaukset

Teräspoikkileikkauksen osien toimivat leveydet lommahdukselle on esitetty kohdassa 6.1.3.

Shear lag -ilmiö otetaan teräsrakenteille poikkileikkauksen kestävyttä laskettaessa huomioon, jos uuman ulkopuolisen paarteen tai vierekkäisten uumien välisen etäisyyden puolikkaan leveys täyttää ehdon

$$b_0 \geq L_e/50, \quad (6.6)$$

jossa

- $b_0$  = paarteen uuman ulkopuolinen osa tai vierekkäisten uumien etäisyyden puolikas (huom: merkintä on erilainen kuin kuvassa 5.1)



**Eurokoodin soveltamisohje****Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

- $L_e$  = momentin nollakohtien väli kuvan 5.1 mukaisesti. Jos viereisistä jänteistä pidemmän jännemitta on yli 50 % suurempi kuin lyhyemmän tai ulokkeen pituus on yli 50 %:a viereisen jänteen pituudesta,  $L_e$ :n arvona käytetään todellista momentin nollakohtien välistä etäisyyttä.

Yleensä I-palkkien paarre toimii shear lag -ilmiön suhteen koko leveydeltään, mutta kotelopalkin pohjalevyn tai ortotrooppikannen leveyttä joudutaan shear lag -ilmiön vuoksi usein redusoidaan poikkileikkauksen kestävyttä tutkittaessa.

Shear lag -ilmiön vuoksi leveys  $b_o$  redusoidaan arvoon:

$$b_{\text{eff}} = \beta \cdot b_o, \quad (6.7)$$

jossa kertoimen  $\beta$  arvo lasketaan taulukon 6.1 mukaan käyttörajatila- ja väsymistarkasteluja tehtäessä.

**Taulukko 6.1** Kerroin  $\beta$  tehollisen leveyden laskemiseksi [taulukko 3.1/EN1993-1-5]

$\kappa$	tarkastelukohta	$\beta$ -arvo
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	positiivinen momentti	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	negatiivinen momentti	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( \kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	positiivinen momentti	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	negatiivinen momentti	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
Kaikilla arvoilla $\kappa \geq n$	päätytuki	$\beta_o = (0,55 + 0,025 / \kappa) \cdot \beta_1$ , mutta $\beta_o < \beta_1$
Kaikilla arvoilla $\kappa \geq n$	uloke	$\beta = \beta_2$ tuella ja ulokkeella
$\kappa = \alpha_o \cdot b_o / L_e$ , jossa $\alpha_o = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_o \cdot t}}$ jossa $A_{sl}$ on leveydellä $b_o$ olevien pituusjäykisteiden yhteenlaskettu poikkileikkauspinta-ala, $b_o$ on kansilevyn leveys uuman ulkopuolella tai uumien välisen etäisyyden puolikas, $L_e$ on momentin nollakohtien väli kuvan 5.1 mukaan ja $t$ on kansilevyn paksuus. Huom! $A_{sl}$ ja $b_o$ tarkoittavat tässä koko toimivan paarteen alueella olevia pituusjäykisteitä ja koko paarteen leveyttä.		

Murtorajatilatarkasteluissa (väsymistarkasteluja lukuun ottamatta) paarteen tehollisen leveyden  $b_{eff}$  arvoksi voidaan puristetussa paarteessa olettaa:

$$b_{eff} = \beta^{\kappa} \cdot b_{c,eff} \quad (6.8)$$

$$(\text{tai } A_{eff} = \beta^{\kappa} \cdot A_{c,eff}, \quad (6.9)$$

kun kyseessä on jäykistetty levy, esim. kotelon pohja- tai kansilevy),

jossa:

- $\beta$  ja  $\kappa$  ovat taulukon 6.1 mukaiset
- $b_{c,eff} = \rho \cdot b_c$ , kaava 6.70 / kohta 6.1.3.2
- (tai  $A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$  / kaava 4.1, SFS-EN 1993-1-5)

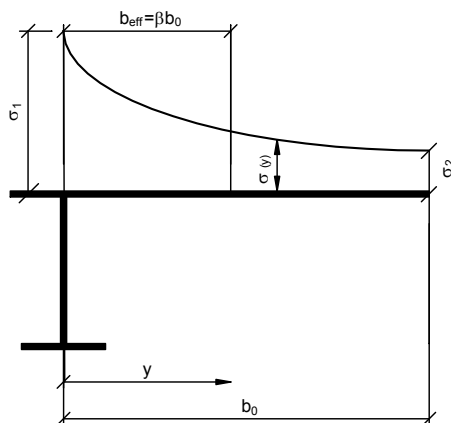
Vastaavasti murtorajatilassa vedetyn paarrelevyn leveyden (poikkileikkauspinta-alan) arvoksi otetaan:

$$b_{t,eff} = \beta \cdot b_o \quad (6.10)$$

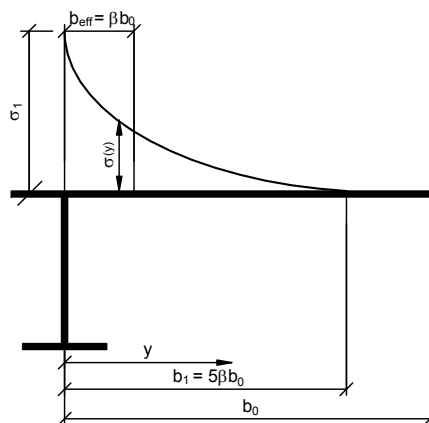
$$(A_{t,eff} = \beta \cdot A_t, \text{ kun kysymyksessä on jäykistetty levy}). \quad (6.11)$$

Liittopoikkileikkauksen kansilaatan tehollisena leveytenä käytetään samoja arvoja kuin kohdassa 5.2.2 on esitetty voimasuureita laskettaessa käytettäväksi.

Shear lag -ilmiön vaikutus voidaan ottaa huomioon ortotrooppisen tai liittorakenteisen kansilaatan jännityksiä laskettaessa kuvan 6.1 mukaisesti. Tämä tulee kysymykseen lähinnä yhdisteltäessä paikallisen pyöräkuorma aiheuttamia (lokaaleja) ja itse rakenteen (globaaleja) jännityksiä kansilaatan eri kohdissa.



$$\begin{aligned} \text{kun } \beta > 0.2: \\ \sigma_2 &= 1,25 \cdot (\beta - 0,2) \cdot \sigma_1 \\ \sigma(y) &= \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot (1 - y/b_0)^4 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} \text{kun } \beta \leq 0.2 \\ \sigma_2 &= 0 \\ \sigma(y) &= \sigma_1 \cdot (1 - y/b_1)^4 \end{aligned}$$

Kuva 6.1 Normaalijännityksen poikkisuuntainen jakautuminen 'shear lag'-ilmiön seurauksena [kuva3.3/EN1993-1-5]

**6.1.1.3 Taivutus**

Teräspalkkipoikkileikkausten taivutuskestävyys lasketaan kaavan (6.12) mukaan:

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.12)$$

jossa:

- $W$  on poikkileikkauksen taivutusvastus ja saa arvon:
- $W_{pl}$  eli plastinen taivutusvastus, kun poikkileikkausluokka on 1 tai 2,
- $W_{el,min}$ , kun poikkileikkausluokka 3 ja
- $W_{eff,min}$ , kun poikkileikkausluokka 4.
- $f_y$  = teräksen myötöraja ja
- $\gamma_{M0}$  = 1.0 (teräksen osavarmuusluku, vrt. kpl 3.3).

Vedetyssä laipassa kiinnittimien reikien vähennystä ei tarvitse tehdä, jos seuraava ehto on voimassa (vrt. kaavat 6.25 ja 6.26 jäljempänä):

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.13)_{[6.16/En1993-1-1]}$$

jossa:

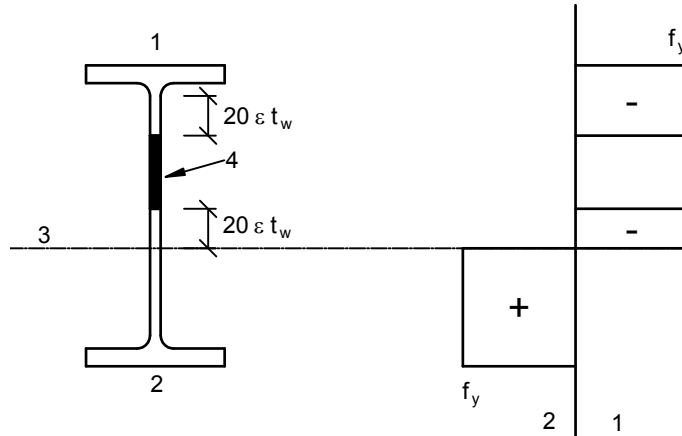
- $A_f$  = vedetyn laipan kokonaispoikkileikkausala ja
- $A_{f,net}$  = vedetyn laipan poikkipinta-ala reikävähennykset huomioon ottaen
- $f_u$  = teräksen murtolujuus
- $\gamma_{M2}$  = 1,25 (liitoksen osavarmuusluku).

Uuman vedetyllä alueella olevia reikiä ei tarvitse vähentää, mikäli edellä esitetty kaava on voimassa koko vedetylle (paarre + uuma) poikkileikkauksen osalle.

Jos kyseessä on C-luokan ruuviliitos (esijännitetty ruuviliitos, liukumiskestävyys tarkistetaan murtorajatilassa), ei reikävähennystä tarvitse tehdä eikä ehdon 6.13 voimassaoloa tarvitse tarkastaa.

Jos poikkileikkauksen puristettu paarre kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 ja uuma poikkileikkausluokkaan 3, voidaan poikkileikkaus mitoittaa poikkileikkausluokan 2 mukaan laskemalla plastinen taivutusvastus ottaen teholliseen poikkileikkaukseen uumasta mukaan matka  $20 \cdot \varepsilon \cdot t_w$  neutraaliakselista puristuspuolella päin ja puristetun paarten vieressä (ks. kuva 6.2).

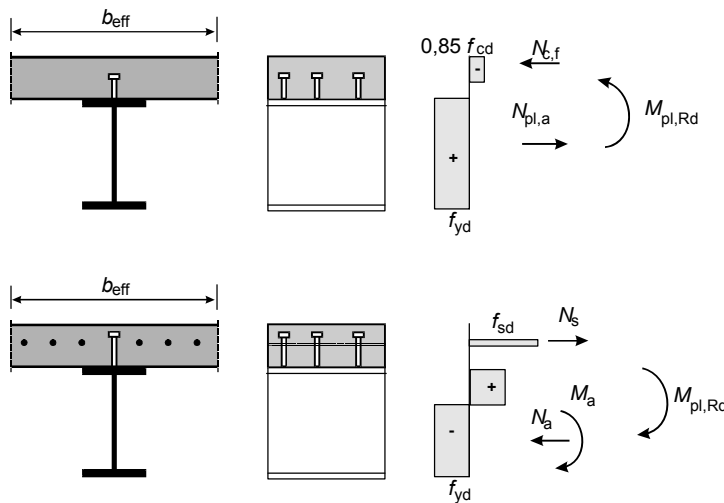
Liittopoikkileikkauksen puristetun paarten katsotaan kuuluvan poikkileikkausluokkaan 1 tai 2, jos kohdan 6.3.4 mukainen ehto ( $\leq 22 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ ) tappivaarujen keskinäiselle etäisyydelle täyttyy puristuksen suunnassa.



- 1 <> puristettu poikkileikkauksen osa  
2 <> vedetty poikkileikkauksen osa  
3 <> poikkileikkauksen neutraaliakseli, jäykkäplastinen mitoititus  
4 <> tehollisesta poikkileikkauksesta puuttuva uuman osuus

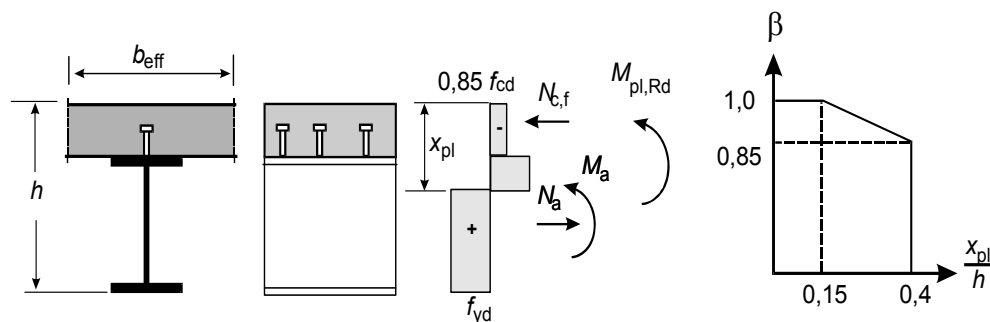
Kuva 6.2 Poikkileikkausluokan 2 tehollinen poikkileikkaus, kun uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 3 ja puristettu paarre luokkaan 1 tai 2 [kuva 6.3/EN1993-1-1]

Liittopalkkipoikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys lasketaan jäykkäplastisen teorian mukaan kun poikkileikkausluokka on 1 tai 2. Tällöin teräsprofiilin jännityksen oletetaan olevan sekä vedettynä että puristettuna suunnittelulujuuden  $f_{yd}$  suuruisen sekä betoniteräksen jännityksen sen suunnittelulujuuden  $f_{sd}$  suuruisen. Betonin puristusjännitys tarkastelussa on  $0,85 \cdot f_{cd}$  suuruinen, kun betonipoikkileikkaus on puristettu. Betonipoikkileikkauksen ollessa vedetty (tukialueella tai kentässä neutraaliakselin alapuolella) betonipoikkileikkausta ei oteta lainkaan huomioon taivutuskestävyyttä laskettaessa. Kuvassa 6.3 on esitetty tyypilliset jäykkäplastisen teorian mukaisen poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mukaiset jännitysjakautumat.



Kuva 6.3 Jäykkäplastisen teorian mukaisen taivutuskestävyyden mukaiset jännitysjakautumat positiiviselle ja negatiiviselle momentille [kuva 6.2/EN1994-2]

Käytettäessä teräslaattaa S420 tai S460 ja kun neutraaliakselin etäisyys puristusta reunasta (kansilaatta) on suurempi kuin 15 % koko rakenteen korkeudesta, redusoidaan poikkileikkauksen taivutuskestävyyden arvo  $M_{pl,Rd}$  kertomalla se kertoimella  $\beta$  kuvassa 6.4 esitetyllä tavalla.



Kuva 6.4 Plastisen taivutuskestävyyden reduktiokerroin  $\beta$  [kuva 6.3/EN1994-2]

Liittopoikkileikkauksen epälineaarisen teorian mukaista taivutuskestävyyttä määrittäessä puristetun betonin jännitykset lasketaan NCCI 2 kuvan 3.7 mukaista jännitysmuodonmuutosyhteyttä käyttäen, betoniraudoituksen jännitykset NCCI 2 kuvan 3.11 kuvaajan B mukaista jännitysmuodonmuutosyhteyttä käyttäen ja rakenneteräksen jännitykset SFS-EN 1993-1-1 kuvan 5.8 mukaista jännitysmuodonmuutosyhteyttä käyttäen.

Kun teräspalkin poikkileikkausluokka on 1 tai 2 ja poikkileikkauksen betoniosa (kansilaatta) on puristettu, voidaan liittopoikkileikkauksen epälineaarinen taivutuskestävyys laskea likimääräisiä kaavoja 6.14, 6.15 ja 6.16 käyttäen. Kaavojen toiminta selviää kuvasta 6.5.

kun  $N_c \leq N_{c,el}$

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad (6.14) [6.2/EN1994-2]$$

kun  $N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \cdot \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad (6.15) [6.3/EN1994-2]$$

missä:

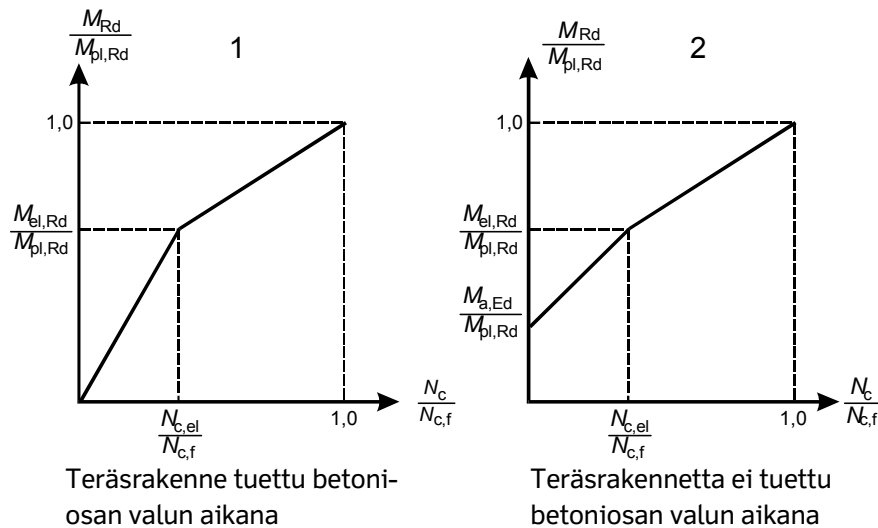
$$- \quad M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k \cdot M_{c,Ed} \quad (6.16) [6.4/EN1994-2]$$

(= momentti, jolloin ensimmäinen poikkileikkauksen osa saavuttaa suunnittelulujuuden) ja

-  $M_{a,Ed}$  on teräsprofiilin taivutusmomentin mitoitusarvo (kuormituksen teräspalkki + kansilaatta + muotit)

- $M_{c,Ed}$  on liittopoikkileikkauksen taivutusmomentin mitoitusarvo (kuormituksena pintarakenteet - muotit + kaiteet + kaikki muut muuttuvat ja pysyvät kuormat)
- $k$  on pienin sellainen kerroin, jolla jokin poikkileikkauksen osa saavuttaa suunnittelulujuuden
- $N_c$  on momenttia  $M_{Rd}$  vastaava kansilaatan puristusvoima
- $N_{c,el}$  on momenttia  $M_{el,Rd}$  vastaava, kansilaatan puristusjännitysresultantti
- $N_{c,f}$  on kansilaatan puristuslujuutta  $f_{cd}$ :tä vastaava puristusvoima

Käytännössä vain jälkimmäistä kaavaa käytetään, koska vain silloin  $M_{Rd} \geq M_{el,Ed}$ .



Kuva 6.5 Kaavojen 6.14 ja 6.15 graafinen esitys [kuva 6.6/EN1994-2]

On huomattava, että edellä esitetyissä kaavoissa 6.14 ja 6.15  $M_{pl,Rd}$ :n arvo on kerrottava kertoimella  $\beta$ , jos rakenneteräksen lujuusluokka on S420 tai S460 ja neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta (kansilaatta) on suurempi kuin 15 % koko rakenteen korkeudesta (vrt. kuva 6.4).

Taivutusmomentin mitoitusarvo saa olla korkeintaan 90 %  $M_{pl,Rd}$ :stä tai  $\beta \cdot M_{pl,Rd}$ :stä, jos seuraavat ehdot toteutuvat:

- tukialueen jokin poikkileikkaus kuuluu kuokkaan 3 tai 4
- mitoitusmomentti on positiivinen eli poikkileikkauksen betoniosa on puristettu
- välituen viereisten jännemittojen suhde on  $\leq 0,6$

Kun poikkileikkausta rasittava leikkausvoima  $V_{Ed}$  on suurempi kuin puolet kaavan 6.18 mukaisesta poikkileikkauksen leikkauskestävyydestä  $V_{pl,Rd}$  tai kaavan 6.85 mukaisesta lommahduksen huomioonottavasta leikkauskestävyydestä  $V_{b,Rd}$ , pienennetään uuman suunnittelulujuuden mitoitusarvoa arvoon  $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ , jossa

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.17)_{[6.5/EN1994-2]}$$

Katso myös kohta 6.1.1.7 Yhteisvaikutukset.

Edellä esitetystä aiheutuva plastisen neutraaliakselin paikan muutosta ei kuitenkaan tarvitse ottaa huomioon uuman poikkileikkausluokkaa määrittäessä.

Poikkileikkauksen kimmainen taivutuskestävyys saavutetaan, kun jokin seuraavista ehdoista toteutuu:

- betoniosan puristusjännitys saavuttaa sen uloimmassa osassa suunnittelulujuuden  $f_{cd}$
- betoniraudoituksen veto- tai puristusjännitys saavuttaa suunnittelulujuuden  $f_{sd}$  tai
- rakenneteräksen veto- tai puristusjännitys saavuttaa suunnittelulujuuden  $f_{yd}$ .

Jännitykset tulee laskea erikseen pelkkää teräsrakennetta ja liittorakennetta rasittaville kuormille ottaen huomioon virumisen vaikutus. Virumisen ja kutistuman ensisijaiset vaikutukset otetaan huomioon vain halkeilemattoman betoniosan alueella. Kutistuman toissijaiset vaikutukset otetaan huomioon staattisesti määräämättömissä rakenteissa ja ne tulee ottaa huomioon kaikissa poikkileikkauksissa (myös halkeilleissa).

Liittorakennepoikkileikkauksen teräspoikkileikkauksen kuuluessa poikkileikkausluokkaan 4 poikkileikkauksen jännitysten laskenta tapahtuu seuraavasti:

- lasketaan kussakin rakentamis- ja käyttövaiheessa syntyvät jännitykset vaihetta vastaavaa kokonaispoikkileikkausta käyttäen ottaen huomioon lommahdus ja tarvittaessa shear lag -ilmiö paarteiden osalta
- lasketaan yhteen em. eri vaiheiden jännitykset kussakin poikkileikkauksen osassa
- näin saatujen kokonaisjännitysten perusteella määritetään uuman tehollinen poikkileikkaus (taulukko 6.10), jota käytetään myöhemmin kaikissa vaiheissa
- lasketaan uudelleen kussakin rakentamis- ja käyttövaiheessa syntyvät jännitykset vaihetta vastaavaa tehollista poikkileikkausta käyttäen
- lasketaan saadut jännitykset yhteen kussakin poikkileikkauksen osassa
- tarkistetaan että betonin, betoniraudoituksen tai rakenneteräksen jännitys ei ylitä sen suunnittelulujuutta.

Pelkälle teräspoikkileikkaukselle menetellään periaatteessa samalla tavalla, mutta menettely yksinkertaistuu, koska poikkileikkaus pysyy koko ajan samana (ellei josain rakentamisvaiheessa rakenteen tuenta muutu):

- määrätään paarteiden toimivat leveydet bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettujen jännitysjakautumien perusteella
- lasketaan jännitykset käyttäen puristetulle paarteelle edellisessä kohdassa laskettua tehollista poikkileikkausta ja uuman ja vedetyn paarteen bruttopoikkileikkausta sekä lasketaan uuman tehollinen leveys näin saadun jännitysjakautuman perusteella.
- näin saatua poikkileikkausta käytetään lopullisen jännitysjakautuman laskentaan.

Kummassakin yllä esitettyssä tapauksessa saatua tehollista poikkileikkausta käsitellään kuten poikkileikkausluokan 3 poikkileikkausta, eli jännitykset eivät saa ylittää minkään rakenneosan suunnittelulujuuksia (pararelevyjen painopisteessä).

Hybridipalkille, jossa paarteiden teräksen laatuluokka on korkeampi kuin uuman teräksen, uuman lähellä paarteita olevilla osilla hyväksytään plastisoituminen. Uuman tehollinen poikkileikkaus voidaan laskea käyttäen paarteiden myötölujuutta. Paarteiden teräksen myötölujuus ei kuitenkaan tällöin saa olla suurempi kuin kaksinkertainen uuman teräksen myötölujuuteen verrattuna. Poikkileikkauksen painopistettä määritettäessä voidaan olettaa uuman jännitysjakautuma lineaariseksi paarteiden myötölujuuteen asti.

#### 6.1.1.4 Leikkaus ja vääntö

Teräs- ja liittopoikkileikkauksen plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys lasketaan kaavasta:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}) \quad (6.18)_{[6.18/EN1993-1-1]}$$

jossa:

- $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w$ , valssatuille I- ja H-profiileille,
- $A_v = \eta \cdot \Sigma(h_w \cdot t_w)$ , hitsatuille I- H- ja koteloprofiileille, kuorma uuman suuntainen
- $A_v = A - \Sigma(h_w \cdot t_w)$ , hitsatuille I- H- ja koteloprofiileille, kuorma paarteen suuntainen,
- $A_v = 2 \cdot h \cdot t$ , valssatuille suorakaideprofiileille

Edellä olevissa kaavoissa:

- A on koko poikkileikkauksen pinta-ala
- b on valssatun profiilin leveys
- h on suorakaideprofiilin korkeus kuorman suunnassa
- $h_w$  on uuman korkeus
- t on suorakaideprofiilin seinämän paksuus
- r on valssatun profiilin nurkan tai kulman pyöristyssäde
- $t_f$  on paarteen paksuus
- $t_w$  on uuman paksuus
- $\eta = 1.2$  teräkseen S460 asti ja tätä lujemmille teräksille  $\eta = 1.0$

Leikkauspinta-alan  $A_v$  määrittäminen on esitetty kattavammin standardin SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 6.2.6(3).

Vääntö  $T_{Ed}$  koostuu vapaan (Saint Venant) väännön  $T_{t,Ed}$  ja estetyn väännön  $T_{w,Ed}$  osuuksista. Yleensä voidaan suljetuilla poikkileikkauksilla käsitellä vain edellistä ja avoimilla poikkileikkauksilla jälkimmäistä.

Jos mitoitus tehdään kimmoteorian mukaan, voidaan käyttää kaavan 6.31 Von Mises -myötöehtoa.



Jos vääntömomentti vaikuttaa yhdessä leikkausvoiman kanssa, plastisuusteorian mukaista leikkauskestävyyden mitoitusarvoa vähennetään I-profiileilla arvoon:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.19) \text{ [6.26/EN1993-1-1]}$$

ja suorakaideputkille arvoon:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,Rd}, \quad (6.20) \text{ [6.28/EN1993-1-1]}$$

joissa  $\tau_{t,Ed}$  on väännön tutkittavassa rakenneosassa aiheuttama leikkausjännitys.

Pelkän väännön osuuden tulee kuitenkin aina täyttää ehdon 6.5.

Teräspoikkileikkauksen kimmoteorian mukainen leikkauskestävyys, kun leikkauslommahdusta ei tarvitse ottaa huomioon, todetaan osoittamalla, että ehto

$$\tau_{Ed} = (V_{Ed} \cdot S) / (I \cdot t) \leq f_y / (\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}) \quad (6.21)$$

jossa

- $V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo
- $S$  on tarkasteltavan leikkauksen ulkopuolisen osan staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteakselin suhteen
- $I$  on poikkileikkauksen hitausmomentti
- $t$  on rakenteen paksuus tarkasteltavassa leikkauksessa,

on voimassa.

Leikkausjännitys voidaan laskea I- ja H-profiileiden uumille tasan jakautuneena:

$$\tau_{Ed} = V_{Ed} / A_w = V_{Ed} / (h_w \cdot t_w), \quad \text{kun } A_f / A_w \geq 0.6, \quad (6.22)$$

jossa

- $A_f$  on pienemmän paarteen poikkileikkauspinta-ala
- $A_w$  on uuman poikkileikkauspinta-ala ( $= h_w \cdot t_w$ )

Edellä olevien kaavojen käytön edellytyksenä on, että jäykistämättömälle uumalle kaavan 6.23 ehto täyttyy:

$$h_w / t_w \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{eli} \quad (6.23) \text{ [6.22/EN1993-1-1]}$$

$$h_w / t_w \leq 60 \cdot \varepsilon \quad \text{teräkseen S460 asti ja}$$

$$h_w / t_w \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{tätä lujemmille teräksille,}$$

joissa

- $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ , jossa  $f_y$  on teräksen myötöraja.

Jos ehto 6.23 ei ole voimassa, suoritetaan mitoitus tarkastelut kohdan 6.1.3.5 mukaan ottaen huomioon leikkauslommahdus.

Jos leikkausvoima ja vääntö vaikuttavat yhtäaikaaisesti, todetaan kestävyys kimmo-teorian (poikkileikkausluokka 3 ja 4) mukaan mitoittaessa von Misesin kaavan mukaan (kaava 6.31).

Plastisuusteorian mukaan mitoittaessa (poikkileikkausluokka 1 ja 2) teräspoikki-leikkauksen mitoitus väännölle tehdään pienentämällä poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä väännön edellyttämässä määrin (kaavat 6.19 ja 6.20 edellä).

Kiinnittimien reikien vähennystä ei tarvitse yleensä ottaa huomioon poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä laskettaessa liitosalueita (jossa kiinnittimen reikiä on paljon) lukuun ottamatta.

#### 6.1.1.5 Normaaliveima

Teräspoikkileikkauksen vetokestävyys lasketaan kaavasta

$$N = A \cdot f / \gamma, \quad (6.24)$$

joka voidaan bruttopoikkileikkaukselle kirjoittaa muotoon:

$$N_{pl, Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.25) \text{ [6.6/EN1993-1-1]}$$

jossa

- $A$  = poikkileikkauksen kokonaispinta-ala ilman vähennyksiä
- $f_y$  = teräksen myötöraja
- $\gamma_{M0} = 1.0$  = osavarmuusluku (vrt. taulukko 3.3)

Nettopoikkileikkaukselle (reikävähennykset huomioon ottaen) tarkastetaan kaava:

$$N_{u, Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad (6.26) \text{ [6.7/EN1993-1-1]}$$

jossa

- $A_{net}$  = nettopoikkileikkaus reikävähennykset huomioon ottaen
- $f_u$  = teräksen murtolujuus
- $\gamma_{M2} = 1.25$  = osavarmuusluku (vrt. taulukko 3.3)

Ruuvikiinnitysluokassa C (esijännitetty ruuviliitos, liukumiskestävyys tarkastetaan murtorajatilassa), vetokestävyys lasketaan kaavasta:

$$N_{net, Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.27) \text{ [6.8/EN1993-1-1]}$$

jossa merkinnät ovat samat kuin edellä.

Teräspoikkileikkauksen puristuskestävyys lasketaan kaavasta:

$$N_{c, Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.28) \text{ [6.10/EN1993-1-1]}$$

jossa

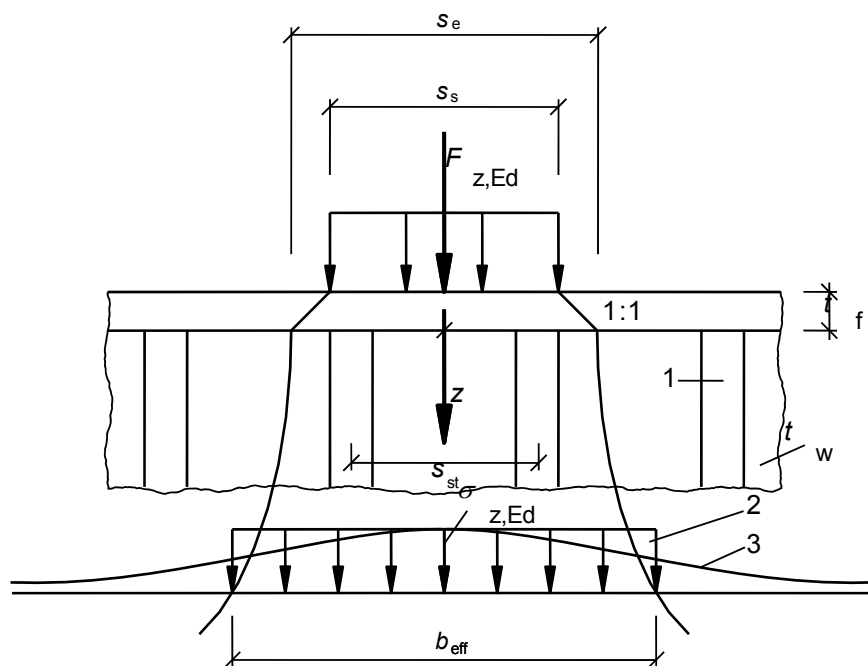
- $A$  = poikkileikkauksen kokonaispinta-ala, kun poikkileikkausluokka on 1, 2 tai 3 ja
- $A = A_{\text{eff}}$  = tehollinen poikkileikkaus, kun poikkileikkausluokka on 4
- muut merkinnät kuten edellä.

Kiinnittimien reikiä ei tarvitse vähentää poikkileikkauksesta lukuun ottamatta ylisuuria reikiä. Tehollisen poikkileikkauksen muuttuminen epäsymmetriseksi tulee ottaa huomioon (vrt. kohta 6.1.1.7.2 / kaava 6.39).

Sauvan nurjahduksen vaikutus otetaan huomioon kohdan 6.1.2.1 mukaisesti.

#### 6.1.1.6 Paikallinen pistekuorma

Paikallisen uuman suuntaisen ja parretta vastaan kohtisuoran kuorman kimmoinen jännitysjakautuma jäykistetyssä tai jäykistämättömässä uumalevyssä laskeaan seuraavasti:



- 1 jäykiste
- 2 yksinkertaistettu jännitysjakautuma
- 3 todellinen jännitysjakautuma

Kuva 6.6 Levyn tasossa vaikuttavan kuorman jakautuminen [kuva 3.4/EN1993-1-5]

$$\sigma_{z,Ed} = F_{Ed} / [b_{\text{eff}} \cdot (t_w + a_{st,1})], \quad (6.29) \quad [3.2/EN1993-1-5]$$

jossa

- $b_{\text{eff}} = s_e \cdot \sqrt{1 + (z/s_e \cdot n)^2}$
- $n = 0,636 \cdot \sqrt{1 + 0,878 \cdot a_{st,1}/t_w}$
- $s_e = s_s + 2 \cdot t_f$

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

- $a_{st,1}$  = jäykisteiden bruttopoikkileikkausala palkin pituusmetriä kohden ( $\approx$  yhden jäykisteen pinta-ala jaettuna jäykisteiden välisellä etäisyydellä)
- $t_w$  = uuman paksuus
- $z$  = tarkastelukohdan kohtisuora etäisyys paarteen uuman puoleisesta pinnasta
- $s_{st}$  = jäykisteiden välinen etäisyys

Kaava (6.29) on voimassa, kun  $s_{st}/s_e \leq 0.5$ . Jos ehto ei ole voimassa jäykisteitä ei oteta mukaan tarkasteluun lainkaan. Samaa kaavaa voidaan käyttää myös väsymistarkasteluissa.

Palkin lommahduskestävyys paikalliselle pistekuormalle on esitetty kohdassa 6.1.3.6.

### 6.1.1.7 Yhteisvaikutukset

#### 6.1.1.7.1 Taivutus ja leikkaus

Plastisuusteorian mukaisessa mitoituksessa (poikkileikkausluokka 1 ja 2) leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen otetaan huomioon käyttämällä poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä laskettaessa leikkauspinta-alan osuudella (uuma) teräksen myötörajalle arvoa:

- $f_y$ , kun  $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$
- $f_{y,red} = \rho \cdot f_y$ , kun  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$

jossa  $\rho$  saa kaavan 6.17 mukaisen arvon.

Kaavassa 6.17  $V_{pl,Rd}$  on laskettu kaavasta 6.18, kun vääntö ei vaikuta, ja kaavoista 6.19 tai 6.20 ( $V_{pl,T,Rd}$ ) väännön vaikuttaessa.

Liittopalkin leikkauskestävyys lasketaan kuten teräspalkin, ellei oteta kansilaatan vaikutusta tarkemmin menetelmin huomioon.

Kimmoteorian mukaisessa mitoituksessa voidaan kaikissa poikkileikkausluokissa käyttää poikkileikkauksen kriittisessä pisteessä von Misesin myötöehtoa:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \left( \frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \quad (6.30)_{[6.1/EN1993-1-1]}$$

joka voidaan esittää myös vertailujännityksen laskentakaavaa lähempänä olevassa muodossa:

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2)} \leq f_y/\gamma_{M0} \quad (6.31)$$

joissa

- $\sigma_{x,Ed}$  on pituussuuntainen normaalijännitys
- $\sigma_{z,Ed}$  on poikittainen normaalijännitys
- $\tau_{Ed}$  on leikkausjännitys

Kaikki em. jännitykset ovat ko. jännitysten mitoitusarvoja tarkasteltavassa kohdassa.

Jos lommahdus pienentää poikkileikkauksen kestävyyttä mitoitusarvo tarkastelu suoritetaan kohdan 6.1.3.7 mukaan.

#### 6.1.1.7.2 Taivutus ja aksiaalinen voima

Mitoitettaessa poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 kuuluvaa teräspoikkileikkausta plastisuusteorian mukaan poikkileikkauksen taivutuskestävyys lasketaan kaavasta:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (6.32)_{[6.32/EN1993-1-1]}$$

kun poikkileikkauksen osissa ei ole reikiä.

Normaalivoiman vaikutus pääjäykkyyden suuntaiseen taivutuskestävyyteen voidaan jättää huomioon ottamatta kahden akselin suhteen symmetrisille I-poikkileikkaukselle, jos seuraavat ehdot:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.33)_{[6.33/EN1993-1-1]}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)_{[6.34/EN1993-1-1]}$$

ovat voimassa eli normaalivoiman mitoitusarvo on pienempi kuin neljäsosa koko poikkileikkauksen plastisesta puristuskestävyydestä ja toisaalta pienempi kuin puolet uuman normaalivoimaakestävydestä.

Normaalivoiman vaikutus voidaan jättää huomioonottamatta heikomman pääakselin suuntaiseen taivutuskestävyyteen, jos ehto:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.35)_{[6.35/EN1993-1-1]}$$

on voimassa eli normaalivoiman mitoitusarvo on pienempi kuin uuman normaali-voiman kestävyys.

Standardin SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 6.2.9.1(5) on lisäksi esitetty likimääräiskaavoja poikkileikkauksen normaalivoiman vuoksi pienennetyn taivutuskestävyyden laskemiseksi symmetrisille I-poikkileikkauksille.

Taivutuksen vaikuttaessa molempien poikkileikkauksen pääakselien suuntaan, voidaan käyttää seuraavaa mitoitusehto:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (6.36)_{[6.41/EN1993-1-1]}$$

jossa alaviittaus y tarkoittaa palkin vahvempaa ja z heikompaa taivutussuuntaa.  $M_{N,y,Rd}$  ja  $M_{N,z,Rd}$  lasketaan kaavan 6.32 mukaan erikseen molempiin pääjäykkyys-suuntiin. Kaavaa voidaan käyttää varmalla puolella olevan tuloksen antavassa muodossa sijoittamalla  $\alpha = \beta = 1,0$ .

Tarkemmin laskettaessa  $\alpha$ :lle ja  $\beta$ :lle annetaan I-poikkileikkauksille arvot:

- $\alpha = 2$  ja
- $\beta = 5 \cdot n \geq 1,0$ ,

pyöreille putkille:

- $\alpha = \beta = 2$  ja

suorakaideputkille:

$$- \alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2} \geq 6,0$$

joissa

$$- n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

Poikkileikkausluokan ollessa 3 tai 4, pitää suurimman normaalivoiman ja taivutuksen poikkileikkauksessa aiheuttaman jännityksen täyttää ehto:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.37) \quad [6.43/EN1993-1-1]$$

Poikkileikkausluokassa 4 jännitykset on tällöin laskettu tehollisia poikkileikkausarvoja käyttäen. Mahdolliset vedetyissä poikkileikkauksen osissa olevat kiinnittimien reiät tulee jännitystä laskettaessa ottaa huomioon kuten edellä kohdassa 6.1.1.3 ja 6.1.1.5 on esitetty. Ehto (6.37) voidaan täydellisemmin kirjoittaa poikkileikkausluokassa 3 muotoon:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{N_{Ed}}{A_{el}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.38)$$

Myös poikkileikkausluokkaan 4 kuuluvan poikkileikkauksen suurimman normaalivoiman ja taivutuksen poikkileikkauksessa aiheuttaman jännityksen tulee täyttää vastaava ehto ja vedetyissä poikkileikkauksen osissa olevat reiät tulee jännitystä laskettaessa ottaa huomioon kuten edellä kohdassa 6.1.1.3 ja 6.1.1.5 on esitetty. Ehto (6.38) voidaan nyt kirjoittaa muotoon:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.39) \quad [6.43/EN1993-1-1]$$

Kaavan osoittajassa olevat termit  $N_{Ed} \cdot e_{Ny}$  ja  $N_{Ed} \cdot e_{Nz}$  ottavat huomioon tehollisen poikkileikkauksen painopisteen siirtymisen pois koko poikkileikkauksen painopisteestä (jossa  $N_{Ed}$ :n oletetaan vaikuttavan). Alkuperäisen normaalivoiman epäkeskisyydestä syntyvät momentit ovat mukana termeissä  $M_{y,Ed}$  ja  $M_{z,Ed}$ . Taivutuksen

tehollista poikkileikkausta laskettaessa syntyvää painopisteen siirtymää  $e_m$  ei tarvitse ottaa huomioon, vaikka poikkileikkauksessa vaikuttaisi samanaikaisesti taivutuksen kanssa normaalivoima. Tällöin  $A_{eff}$  on laskettu pelkästään normaali-voimalle ja  $W_{eff}$  pelkästään taivutukselle.

### 6.1.1.7.3 Taivutus, leikkaus ja aksiaalinen voima

Mitoitettaessa poikkileikkausta plastisuusteorian mukaan poikkileikkausluokissa 1 ja 2 ei leikkausvoiman vaikutusta kohdan 6.1.1.7.2 mukaan laskettuun normaali-voiman vaikutuksesta pienennettyyn momenttikestävyyteen tarvitse ottaa huomioon, jos ehto:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad \text{tai} \quad (6.40)$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd} \quad (6.41)$$

on voimassa.

Jos ehdot 6.40 tai 6.41 eivät ole voimassa redusoidaan poikkileikkauksen kestävyttä taivutukselle ja normaalivoimalle (kohta 6.1.1.7.2) käyttämällä poikkileikkauksen kestävyttä määrättäessä uumalle alennettua myötörajaa kuten kohdissa 6.1.1.3 ja 6.1.1.7.1 on esitetty.

Poikkileikkausluokassa 3 tarkistetaan myötöehto 6.31 ja poikkileikkausluokassa 4, jolloin lommahdus rajoittaa poikkileikkauksen kestävyttä, tarkastelu tehdään kohdan 6.1.3.7 mukaan.

## 6.1.2 Stabiliateetti

### 6.1.2.1 Nurjahdus

Puristetuille vakiopoikkileikkauksisille terässauvoille tulee olla voimassa seuraava nurjahdusehto

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.42) \quad [6.46/EN1993-1-1]$$

missä

- $N_{Ed}$  on puristavan voiman mitoitusarvo
- $N_{b,Rd}$  on puristetun sauvan nurjahduskestävyyden mitoitusarvo

Nurjahduskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.43) \quad [6.47/EN1993-1-1]$$

missä

- $\chi$  on nurjahduskestävyyden pienennystekijä
- Poikkileikkausluokassa 4 käytetään arvoa  $A = A_{eff}$

Jos sauvan poikkileikkaus ei ole vakio, nurjahdustarkastelu suoritetaan käyttäen toisen kertaluvun tarkastelua (vrt. kohta 5.4).

### 6.1.2.1.1 Nurjahduskäyrät

Muunnettua hoikkuutta  $\bar{\lambda}$  vastaava pienennystekijä  $\chi$  lasketaan seuraavasta kaavasta käyttäen kyseisen tapauksen nurjahduskäyrää ja epätarkkuustekijää  $\alpha$ .

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (6.44) \quad [6.49/EN1993-1-1]$$

missä

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$  poikkileikkausluokille 1, 2 ja 3
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$  poikkileikkausluokalle 4
- $\alpha$  on nurjahduskäyrää (kuva 6.7) vastaava epätarkkuustekijä (taulukko 6.2)
- $N_{cr}$  on kimmoteorian mukainen bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu kriittinen voima kyseisessä nurjahdusmuodossa, päistään nivelellisesti tuetulle sauvalle:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_{cr}^2 \quad (6.45)$$

jossa  $L_{cr}$  on sauvan pituus.

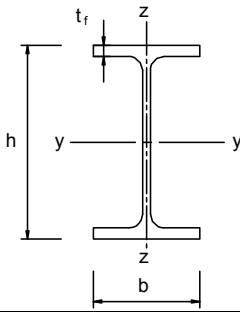
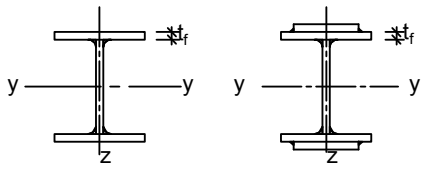
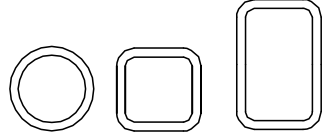
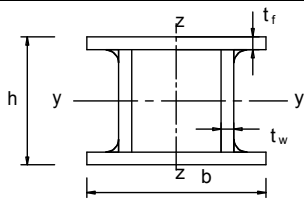
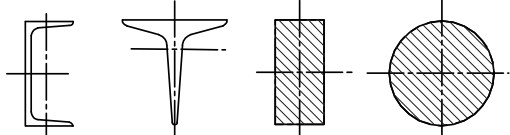
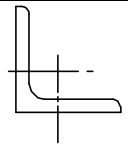
Taulukko 6.2 Nurjahduskäyrien epätarkkuustekijät [taulukko 6.1/EN1993-1-1]

Nurjahduskäyrä	$a_0$	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

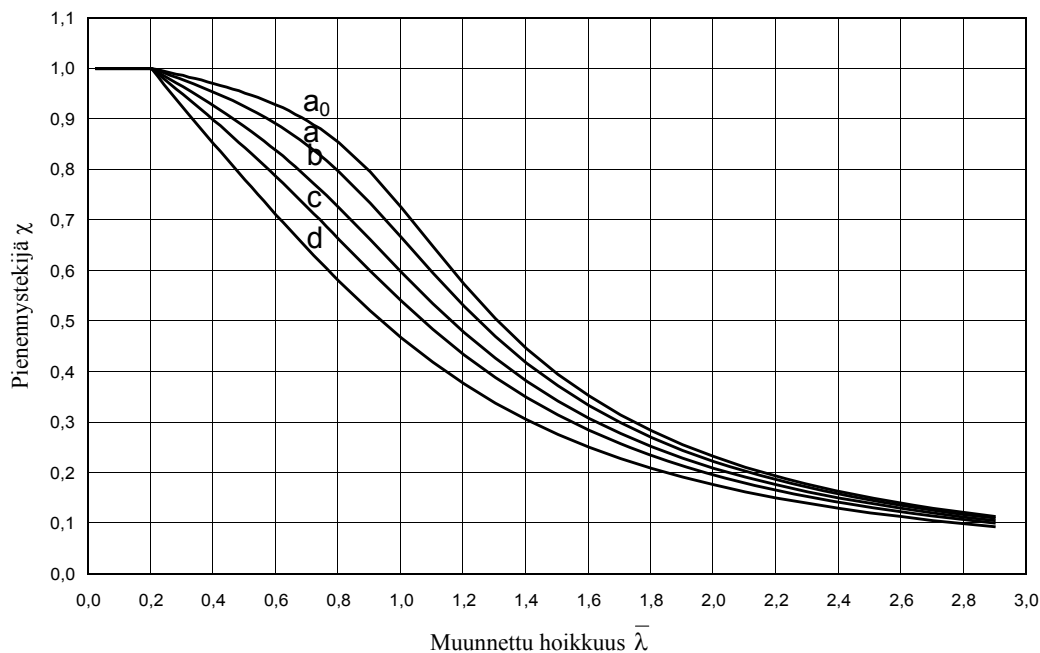
Nurjahdustarkastelu ei ole tarpeen, jos muunnettu hoikkuus  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  tai  $N_{ed}/N_{cr} \leq 0,04$ .



Taulukko 6.3 Nurjahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan [taulukko 6.2/ EN1993-1-1]

Poikkileikkaus	Rajat	Nurjahdus ko. akselin suhteen	Nurjahduskäyrä	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Valssatut profiilit 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Hitsatut I-profiilit 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Rakenneputket 	Kuumamuovattu	Kaikki	a	a <sub>0</sub>
	Kylmämuovattu	Kaikki	c	c
Hitsatut koteloprofiilit 	Yleensä (poikkeus, ks. alla)	Kaikki	b	b
	Paksut hitsit: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Kaikki	c	c
U-, T- ja umpiprofiilit 		Kaikki	c	c
L-teräkset 		Kaikki	b	b

Nurjhduskäyrät esitetään kuvassa 6.7



Kuva 6.7 Nurjhduskäyrät [kuva 6.4/EN1993-1-1]

#### 6.1.2.1.2 Hoikkuus taivutusnurjahduksessa

Muunnettu hoikkuus lasketaan poikkileikkausluokille 1, 2 ja 3 kaavalla

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.46) \text{ [6.50/EN1993-1-1]}$$

ja poikkileikkaus- luokalle 4 kaavalla

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} = \frac{L_{cr}}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad (6.47) \text{ [6.51/EN1993-1-1]}$$

missä

- $L_{cr}$  on nurjahduspituus tarkasteltavassa tasossa
- $i$  on hitaussäde, kotelomaisille sauvoille bruttopoikkileikkauksen mukaan, mutta levymaisille sauvoille levyn suunnassa tapahtuvalle nurjahdukselle (esimerkiksi palkin kiepahdusta / paarteen nurjahdusta tutkittaessa) tehollisen poikkileikkauksen mukaan
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$

Nurjhduskäyrä taivutusnurjahduksessa valitaan taulukon 6.3 mukaan.

### 6.1.2.1.3 Hoikkuus vääntö- ja taivutusvääntönurjahduksessa

Muunnettu hoikkuus  $\bar{\lambda}_T$  vääntö- ja taivutusvääntönurjahduksessa lasketaan kaavalla

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.48) \quad [6.52/EN1993-1-1]$$

missä

$A$  =  $A_{eff}$  poikkileikkausluokassa 4, muuten  $A$

$N_{cr}$  =  $N_{cr,TF}$  mutta  $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$  on kimmoteorian mukainen taivutusvääntönurjahduskuorma

$N_{cr,T}$  on kimmoteorian mukainen vääntönurjahduskuorma

Vääntö- ja taivutusvääntönurjahduksessa käytetään z-akselin mukaan määritettyä käyrää taulukon 6.3 mukaan.

Kimmoteorian mukainen vääntönurjahduskuorma lasketaan symmetrisille poikkileikkauksille kaavalla:

$$N_{cr,T} = (G \cdot I_T + \pi^2 \cdot E \cdot I_W / L) / i^2, \quad (6.49)$$

ja taivutusvääntönurjahdukselle kaavalla:

$$N_{cr,TF} = \{(N_{cr,y} + N_{cr,T}) - \sqrt{[(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4 \cdot \beta \cdot N_{cr,y} \cdot N_{cr,T}]} \} \quad (6.50)$$

jossa

- $I_T$  on poikkileikkauksen vääntöjäyhyysmomentti
- $I_W$  on poikkileikkauksen käyrästymisjäyhyysmomentti
- $L$  on ekvivalentti pituus, joka riippuu sauvan päiden tukiehdoista
- $N_{cr,y}$  on kriittinen nurjahduskuorma y-akselin suhteen (kaava 6.45)
- $i^2 = y_c^2 + (I_y + I_z) / A$ ,

jossa

- $y_c$  on vääntökeskiön ja painopisteen välinen etäisyys
- $I_y$  ja  $I_z$  ovat taivutusjäyhyysmomentit pääakselien suhteen
- $A$  on poikkileikkauksen bruttoala
- $\beta = 1 - (y_c / i)^2$ .

### 6.1.2.2 Kiepahdus

#### 6.1.2.2.1 Terässauvojen kiepahdus

Taivutettu sivusuunnassa tukematon vakiopoikkileikkauksinen sauva mitoitetaan siten, että kiepahduksen suhteen on voimassa seuraava ehto

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.51) \quad [6.54/EN1993-1-1]$$

missä

- $M_{Ed}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo
- $M_{b,Rd}$  on kiepahduskestävyyden mitoitusarvo

Sivusuunnassa tukemattoman sauvan kiepahduskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.52)_{[6.55/EN1993-1-1]}$$

missä

- $W_y = W_{pl,y}$  poikkileikkausluokissa 1 tai 2
- $W_y = W_{el,y}$  poikkileikkausluokassa 3
- $W_y = W_{eff,y}$  poikkileikkausluokassa 4

$\chi_{LT}$  on kiepahduskestävyyden pienennystekijä.

Kiepahdusta ei tarvitse tarkastaa, jos jompikumpi seuraavista ehdoista toteutuu

$$\lambda_{LT} \leq \lambda_{LT,0}$$

tai

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \lambda_{LT,0}^2.$$

Suureiden  $\chi_{LT}$ ,  $\lambda_{LT,0}$  ja  $M_{cr}$  arvot esitetään myöhemmin kaavojen 6.54 ja 6.67 yhteydessä.

#### 6.1.2.2.2 Kiepahduskäyrät – Yleinen tapaus

Vakiopoikkileikkauksisten taivutettujen sauvojen muunnettua hoikkuutta  $\lambda_{LT}$  vastaava pienennystekijä  $\chi_{LT}$  lasketaan kaavasta

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (6.53)_{[6.56/EN1993-1-1]}$$

missä

- $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$
- $\alpha_{LT}$  on (nurjahdus-) kiepahduskäyrää (kuva 6.7) vastaava epätarkkuustekijä (taulukko 6.4)
- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$
- $M_{cr}$  on kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa

Kiepahduskäyrän valinta profiilin mittasuhteiden mukaan esitetään taulukossa 6.5.

Kriittisen momentin  $M_{cr}$  laskeminen voidaan usein palauttaa korkeilla siltapalkeilla puristetun paarteen nurjahduksen laskentaan poikittaistukien välillä (ks. kohta 6.1.2.2.6).

Taulukko 6.4 Kiepahduskäyrien epätarkkuustekijät [taulukko 6.3/EN1993-1-1]

Kiepahduskäyrä	a	b	c	d
Epätarkkuustekijä $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Taulukko 6.5 Kiepahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan [taulukko 6.4/EN1993-1-1]

Poikkileikkaus	Rajat	Kiepahduskäyrä
Valssatut I-profiilit	$h/b \leq 2$	<b>a</b>
	$h/b > 2$	<b>b</b>
Hitsatut I-profiilit	$h/b \leq 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Muut profiilit	-	<b>d</b>

Muunnettua hoikkuutta  $\lambda_{LT}$  vastaava pienennystekijä  $\chi_{LT}$  (kaava 6.53) voidaan valita myös kuvasta 6.7 (nurjahduskäyrät).

Kiepahdusta ei tarvitse tutkia, jos  $\lambda_{LT} \leq 0,2$  tai  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$ .

Kimmenteorian mukaisen kiepahduksen suhteen kriittisen momentin arvon laskukaavoja löytyy mm. teoksesta ECCS Eurocode Design Manuals: L.S. da Silva, R. Simoes, H. Gervasio. Design of Steel Structures, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.

#### 6.1.2.2.3 Valssattujen ja vastaavien hitsattujen sauvojen kiepahduskäyrät

Taivutetuille valssatuille sauvoille ja vastaaville poikkileikkaukseltaan kaksois-symmetrisille hitsatuille sauvoille muunnettua hoikkuutta vastaava pienennystekijä  $\chi_{LT}$  voidaan laskea kaavasta

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mutta} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (6.54) \quad [6.57/EN1993-1-1]$$

missä

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Suureiden  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  ja  $\beta$  arvot ja rajoitukset määritellään seuraavasti:

Valssatuille kaksoissymmetrisille vakio poikkileikkauksisille I- ja H-profiileille ja kuumavalssatuille ja kylmämuokatuille rakenneputkille käytetään arvoja  $\lambda_{LT,0} = 0,4$  ja  $\beta = 0,75$

- a) Hitsatuille vakio poikkileikkauksisille kaksoissymmetrisille I-profiileille käytetään arvoja  $\lambda_{LT,0} = 0,2$  ja  $\beta = 1,0$

Molemmissa tapauksissa kiepahduskäyrä valitaan taulukosta 6.6.

*Taulukko 6.6 Kiepahduskäyrän valinta poikkileikkauksen mukaan [taulukko 6.5/EN1993-1-1]*

Poikkileikkaus (poikkileikkaus on vakio sauvan pituudella)	Rajat	Kiepahduskäyrä
Valssatut kaksoissymmetriset I- ja H-profiilit sekä kuumavalssatut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	b c
Hitsatut kaksoissymmetriset I- profiilit ja kylmämuovautut rakenneputket	$h/b \leq 2$ $2 < h/b < 3,1$	c d

Kaikissa muissa tapauksissa käytetään edellä esitetyn yleisen tapauksen mukaisia sääntöjä.

Sivuttaistukien välinen momenttipinnan muoto voidaan ottaa huomioon taulukon 6.7 mukaista  $k_c$ -kerrointa käyttämällä, jolloin

$$X_{LT,mod} = X_{LT}/f, \quad (6.55) \text{ [6.58/EN1993-1-1]}$$

jossa

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\lambda_{LT} - 0,8)^2] \leq 1,0.$$

#### 6.1.2.2.4 Yksinkertaistettu menetelmä sivusuunnassa tuetuille sauvoille

Sivusuunnassa tuettuja puristettuja sauvoja ei tarvitse tarkistaa kiepahdukselle, jos sivuttaistukien välin  $L_c$  perusteella lasketun puristetun laipan muunnettu hoikkuus  $\lambda_f$  täyttää seuraavan ehdon

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \quad (6.56) \text{ [6.59/EN1993-1-1]}$$

missä

- $M_{y,Ed}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo
- $M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$
- $W_y$  on poikkileikkauksen taivutusvastus puristetun laipan suhteen
- $k_c$  on sivuttaistukien välisen momenttipinnan jakaantuman huomioon otettava hoikkuuden korjaustekijä, ks. taulukko 6.7

- $i_{f,z}$  on ekvivalentin puristetun laipan hitaussäde poikkileikkauksen heikkomman akselin suhteen. Puristussauva koostuu puristetusta laipasta ja 1/3-osasta uuman puristetusta alueesta. Poikkileikkausluokassa 4 käytetään tehollisia poikkileikkausarvoja.
- $\lambda_{c0} = 0,2$  on puristetun laipan muunnetun hoikkuuden raja-arvo
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$

Jos puristetun laipan muunnettu hoikkuus ylittää raja-arvon (kaava 6.56), voidaan kiepahduskestävyyden mitoitusarvo laskea kaavasta

$$M_{b,Rd} = k_{\psi} \cdot \chi \cdot M_{c,Rd} \quad \text{mutta} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (6.57) \quad [6.60/EN1993-1-1]$$









missä

- $\chi$  on muunnettua hoikkuutta  $\lambda_f$  vastaava kiepahduksen pienennystekijä
- $k_{\psi} = 1,0$  on muunnostekijä

Kiepahduskäyrä valitaan seuraavasti:

Käytetään käyrää d hitsatuille profiileille edellyttäen, että  $\frac{h}{t_f} \leq 44\varepsilon$ . Missä  $h$  on poikkileikkauksen koko korkeus ja  $t_f$  on puristetun laipan paksuus. Kaikille muille profiileille käytetään käyrää c.

Taulukko 6.7 Korjaustekijä  $k_c$  [taulukko 6.6/EN1993-1-1]

Momenttipinnan muoto	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

**6.1.2.2.5 Yleinen menetelmä sauvojen sivuttaisen nurjahduksen ja kiepahduksen laskemiseksi**

Seuraavaa menetelmää voidaan käyttää, kun edellä esitetyt menetelmät eivät ole käyttökelpoisia.

Kestävyys tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa tapahtuvassa nurjahduksessa voidaan laskea seuraavasti

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (6.58) \quad [6.63/EN1993-1-1]$$

missä

- $\alpha_{ult,k} = \frac{f_y}{\sigma_{Ed}}$  on pienin kuorman suurennuskerroin, jolla mitoituskuormat tulee kertoa, jotta saavutetaan kriittisimmän poikkileikkauksen kestävyys- ominaisarvo, ottamatta huomioon sivuttaista nurjahdusta tai kiepahdusta, mutta ottaen huomioon geometriset muodonmuutokset ja epätarkkuudet
- $\chi_{op}$  on muunnettua hoikkuutta  $\lambda_{op}$  vastaava pienennystekijä
- $\lambda_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$  rakenneosan sivuttaisen nurjahduksen ja kiepahduksen huomioon ottava globaali muunnettu hoikkuus
- $\alpha_{cr,op} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{Ed}}$  on pienin kuorman suurennuskerroin, jolla mitoituskuormat tulee kertoa, jotta saavutetaan rakenneosan kimmoteorian mukainen kriittinen kestävyys sivuttaisessa nurjahduksessa tai kiepahduksessa ottamatta huomioon taivutusnurjahdusta ko. tasossa

Pienennystekijä  $\chi_{op}$  voidaan määrittää pienempänä arvoista:

- $\chi$  laskettuna sivuttaiselle nurjahdukselle (kaava 6.44)
- $\chi_{LT}$  laskettuna kiepahdukselle (kaava 6.53),

jotka lasketaan käyttäen globaalia muunnettua hoikkuutta  $\lambda_{op}$ , tai interpoloimalla  $\chi$ - ja  $\chi_{LT}$ -arvojen välillä ja käyttäen  $\alpha_{ult,k}$ :n kaavaa kriittisessä poikkileikkauksessa.

Jos  $\alpha_{ult,k}$  lasketaan poikkileikkauksen kestävyysperusteella kaavasta

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \quad (6.59)$$

tulee mitoitus ehdoksi ensimmäisessä tapauksessa

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad (6.60)$$



ja jälkimmäisessä tapauksessa

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

#### 6.1.2.2.6 Yksinkertaistettu menetelmä sauvojen sivuttaisen nurjahduksen ja kiepahduksen laskemiseksi

Ristikoiden kiepahdukselle alttiit puristetut paarteet voidaan mallintaa kimmoteoriasta sivusuunnassa tuettuina puristussauvoina, joita kuormittaa paarteessa vaikuttava puristusvoima  $N_{Ed}$ . Sauvan nurjahdusmuoto ja kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma  $N_{cr}$  voidaan määrittää nurjahdusanalyysillä. Kriittistä kuormaa ei kuitenkaan saa ottaa suuremmaksi kuin se, mikä saadaan laskemalla olettaen sauvan sivuttaistukien olevan rakenteen poikittaistukien kohdilla.

Varmuus voidaan todentaa kohtien 6.1.2.2.1 – 6.1.2.2.5 mukaan, kun käytetään arvoa

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.62)_{[6.10/EN1993-2]}$$

missä

- $A_{eff}$  on puristetun paarteen tehollinen pinta-ala
- $N_{cr}$  on parresauvan kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma, joka määritetään paarteen bruttopinta-alan mukaan

Jos puristusvoiman mitoitusarvo on vakio paarteen matkalla, kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma  $N_{cr}$  voidaan laskea kaavasta

$$N_{cr} = m \cdot N_E \quad (6.63)_{[6.12/EN1993-2]}$$

missä

- $N_E = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L^2}$
- $m = \frac{2}{\pi^2} \cdot \sqrt{\gamma}$  mutta vähintään 1,0
- $\gamma = \frac{c \cdot L^4}{E \cdot I}$
- $c = \frac{C_d}{l}$
- $L$  on jäykkien tukien välinen etäisyys
- $l$  on jousien välinen etäisyys
- $C_d$  on jousen jäykkyys

Puristetun paarteen poikittaisen tuen jousivakio  $C_d$  voidaan laskea poikkirakenteen kehämallin avulla tai SFS-EN 1993-2 kohtaa D.2.4 soveltaen.

Alkuepätkäkkyyksien ja toisen kertaluvun vaikutukset jäykkien tukien välisiin jousiin voidaan ottaa huomioon puristetuissa paarteissa lisäämällä laskentamalliin jousen kohdalle voima

$$F_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{100} \quad \text{jos } \ell_k \leq 1,2 \ell \quad (6.64)$$

$$F_{Ed} = \frac{\ell}{\ell_k} \frac{N_{Ed}}{80} \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \quad \text{jos } \ell_k > 1,2 \ell$$

jossa

- $\ell_k = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{crit}}}$
- $\ell$  on jousien välinen etäisyys

Puristetun paarteen poikittainen tuki voidaan olettaa jäykäksi, jos sen jäykkyys  $C_d$  täyttää ehdon

$$C_d > \frac{4 \cdot N_E}{L} \quad (6.65) \text{ [6.13/EN1993-2]}$$

missä

- $N_E$  on kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma, joka määritetään olettamalla sauvan päät nivelellisiksi ja mitaksi  $L$  poikittaisten tukien välinen etäisyys

Menetelmää voidaan soveltaa myös teräspalkkien puristetuille laipoille, kun termi  $A_{eff}$  korvataan termillä  $A_{eff} + A_{wc}/3$ . Termi  $A_{wc}$  on uuman puristetun alueen pinta-ala. Poikkileikkausluokka 4:n tapauksessa pinta-aloiksi valitaan teholliset pinta-alat.

Teräspalkeilla ristikkorakenteisten poikkirakenteiden jäykkyys täyttää yleensä ehdon 6.65, jolloin kaavassa 6.63 kertoimen  $m$  arvoksi tulee 1,0. Poikkirakenteen ollessa palkki ehto 6.65 ei välttämättä ole voimassa.

Mikäli paarteen puristusvoima muuttuu jäykkien poikittaistukien välillä, tulee rakenne mallintaa tätä vastaavasti ja ottaa tarkastelussa huomioon sekä alkuepä-tarkkuudet että toisen kertaluvun vaikutukset. Varmalla puolella oleva likimääräis-tarkastelu voidaan suorittaa edellä esitetyllä tavalla käyttäen tarkastelussa paarteen suurinta kuormaa tai käyttäen standardin SFS-EN 1993-2 kohdan 6.3.4.2(7) huomautuksessa esitettyä menettelyä.

#### 6.1.2.2.7 Liittopalkkien kiepahdus

Teräslaippa, joka on kiinnitetty betoni- tai liittolaattaan leikkausliitoksella, voidaan olettaa poikittain stabiiliksi, mikäli betonilaippa ei pääse kiepahtamaan. Teräslaippojen kiepahdusmahdollisuus tarkistetaan erikseen. Edellä esiteltyjä teräsauvan kiepahdustarkasteluja voidaan soveltaa käyttämällä liittopoikkileikkauksen voimasuureita.

Poikkileikkausluokkaan 1,2 tai 3 kuuluvan pituussuunnassa muuttumattoman teräspoikkileikkauksen kiepahduskestävyyden mitoitusarvo on

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (6.66) \text{ [6.6/EN1994-2]}$$

missä

- $\chi_{LT}$  on muunnetusta hoikkuudesta  $\lambda_{LT}$  riippuva kiepahduskestävyyden pienennystekijä, vrt. kohdat 6.1.2.2.1 – 6.1.2.2.5.
- $M_{Rd}$  on kyseisen poikkileikkauksen taivutuskestävyys

$\chi_{LT}$  voidaan laskea kaavojen 6.53 ja 6.54 avulla, kun suhteellinen hoikkuus laskeaan kaavalla

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.67) \text{ [6.7/EN1994-2]}$$

missä

- $M_{Rk}$  on liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyyden ominaisarvo, jota laskettaessa käytetään materiaaliominaisuuksien ominaisarvoja ja taivutuskestävyyden mitoitusarvon  $M_{Rd}$  määrittämisessä käytettävää menetelmää.
- $M_{cr}$  on tarkasteltavassa poikkileikkauksessa kimmoteorian mukainen kriittinen momentti kiepahduksessa

Kun sama laatta on kiinnitetty yhteen tai useampaan sitä tukevaan teräsosaan ja seuraavat ehdot a) ja b) toteutuvat, voidaan kimmoteorian mukainen kriittinen momentti  $M_{cr}$  laskea "jatkuvan käännetyin U-kehän" mallin perusteella. Kuvan 6.8 mukaisesti mallissa otetaan huomioon alalaipan poikittaissiirtymä, jolloin teräsuuma taipuu ja ylälaippa kiertyy.

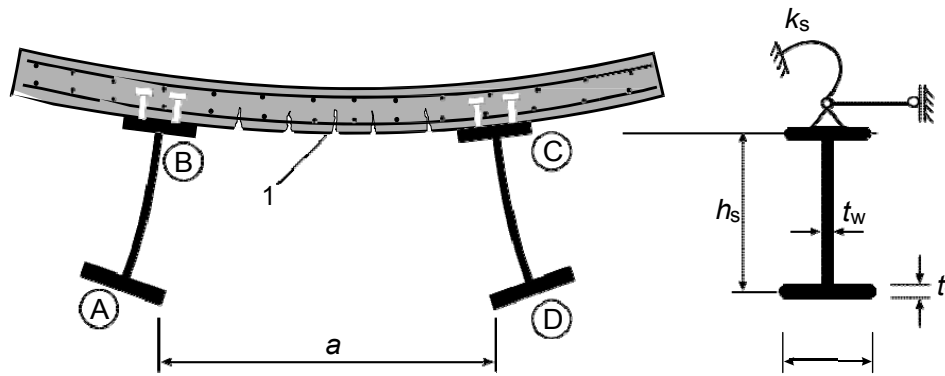
- Teräsprofiilin ylälaippa on kiinnitetty teräsbetonilaattaan leikkausliittimin
- Teräsprofiilin jokaisella tuella alalaipan poikittainen siirtymä on estetty ja uuma on jäykistetty. Muualla uuma on jäykistämätön.

Teräsprofiilin ylälaipan tasolla voidaan käyttää sellaista kiertymisjäykkyyttä  $k_s$  teräspalkin pituusyksikköä kohti, että palkki yksin vastaa U-kehää

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.68) \text{ [6.8/EN1994-2]}$$

missä

- $k_1 = \alpha E_a I_2 / a$  on halkeilleen betonin tai liittolaatan taivutusjäykkyys teräspalkkia vastaan kohtisuorassa suunnassa.  $\alpha = 2$  ulokkeellisella tai ulokkeettomalla reunapalkilla ja  $\alpha = 3$  keskipalkeilla. Jos on vähintään neljä samanlaista palkkia, voidaan keskipalkeille käyttää arvoa  $\alpha = 4$ .
- $a$  on palkkien välinen etäisyys
- $E_a I_2$  on betoni- tai liittolaatan "halkeilleen tilan" taivutusjäykkyys laatan leveysyksikköä kohti
- $k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_s}$  on uuman taivutusjäykkyys
- $\nu_a$  on teräksen suppeumaluku
- $t_w$  on uuman paksuus
- $h_s$  on teräspalkin ylä- ja alalaipan painopisteiden välinen etäisyys



kuvassa viite 1 tarkoittaa halkeamia

Kuva 6.8 U-kehan malli [kuva 6.10/EN1994-2]

Tämän kiepahdustarkastelun soveltamisalaan kuulumattoman liittorakenneosan tarkasteluun voidaan soveltaa terässauvojen yleistä tai yksinkertaistettua menetelmää (kohta 6.1.2.2.4 – 6.1.2.2.6) sivuttaisen nurjahduksen tai kiepahduksen laskemiseksi, kun käytetään betoni- ja liittorakenneosien asiaankuuluvia kestävyyskäyriä ja jäykkyyskäyriä.

### 6.1.3 Lommahdus

Rakenneseosan lommahdusvaikutuksia tutkittaessa tulee määrittää mihin poikkileikkausluokkaan rakenneseosa kuuluu. Poikkileikkausluokituksen tarkoitus on tunnistaa, missä laajuudessa poikkileikkauksen paikallinen lommahdus rajoittaa poikkileikkauksen kestävyyttä ja kiertymiskykyä. Poikkileikkauksen luokka on sama kuin sen luokitukseltaan korkeimman puristetun levyosan luokka. Vaihtoehtoisesti voidaan ilmoittaa erikseen poikkileikkauksen jokaisen levyosan (laippa, uuma) poikkileikkausluokka.

Poikkileikkausluokkia on neljä ja ne määritellään seuraavasti:

**Luokka 1:** Poikkileikkaukseen voi syntyä plastinen nivel, jolla on plastisuusteorian edellyttämä riittävä muodonmuutoskyky.

**Luokka 2:** Poikkileikkaukseen voi syntyä plastinen nivel, jolla ei kuitenkaan ole plastisuusteorian edellyttämää riittävää muodonmuutoskykyä.

**Luokka 3:** Poikkileikkauksen puristetulla reunalla voidaan saavuttaa myötöraja, mutta paikallinen lommahdus estää plastisuusteorian mukaisen momenttikestävyyden kehittymisen.

**Luokka 4:** Poikkileikkaus tai sen taso-osa lommahtaa ennen kuin poikkileikkauksen suurin puristusjännitys on saavuttanut myötörajaa.

Yleensä valmiin liittorakenteen kenttäalueet kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 ja tukialueet poikkileikkausluokkaan 3 tai 4. Uuman ja puristetun paarteen poikkileikkausluokka määritetään taulukoiden 6.8 ja 6.9 mukaan. Liittorakenteisen sil-

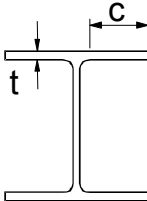
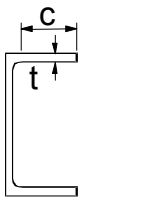
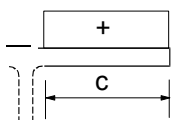
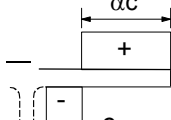
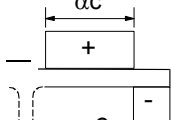
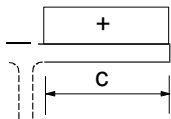
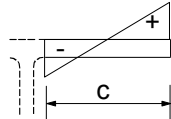
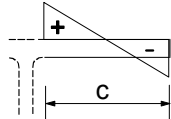
lan voimasuureita laskettaessa sillan haljenneen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen raja määritetään kohdassa 5.2.3 esitetyllä tavalla.

Koska kansilaatan halkeilun ulottuma tukialueella on vaikea määrittää tarkasti, on seuraava menettely suositeltavaa: Poikkileikkauksen jännitys- ja vakavuustarkastelu suoritetaan halkeilemattomalle poikkileikkaukselle siihen poikkileikkaukseen asti, jossa kansilaatan vetojännitys halkeilemattomalle poikkileikkaukselle on jollakin kuormitusyhdistelmällä pienempi kuin kansilaatan betonin kolminkertainen vetolujuus  $f_{ctm}$ . Vastaavasti halkeilemattomaksi määritetyllä alueella poikkileikkauksen jännitys- ja vakavuustarkastelu suoritetaan halkeilleelle poikkileikkaukselle siihen poikkileikkaukseen asti, missä kansilaatan vetojännitys on jollakin kuormitusyhdistelmällä suurempi kuin kansilaatan betonin vetolujuus  $f_{ctm}$ .

Taulukko 6.8 Uuman poikkileikkausluokitus [taulukko 5.2/EN1993-1-1]

Kahdelta reunalta tuetut puristetut taso-osat						
				Taivutus ko. akselin suhteen		
				Taivutus ko. akselin suhteen		
Poikkileikkausluokka	Taivutetut taso-osat	Puristetut taso-osat	Taivutetut ja puristetut taso-osat			
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c / t \leq 72\varepsilon$	$c / t \leq 33\varepsilon$	$kun \alpha > 0,5 : c / t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $kun \alpha \leq 0,5 : c / t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c / t \leq 83\varepsilon$	$c / t \leq 38\varepsilon$	$kun \alpha > 0,5 : c / t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ $kun \alpha \leq 0,5 : c / t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c / t \leq 124\varepsilon$ <sup>1)</sup>	$c / t \leq 42\varepsilon$ <sup>2)</sup>	$kun \psi > -1 : c / t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ <sup>3)</sup> $kun \psi \leq -1^*) : c / t \leq 62\varepsilon(1 - \psi) \sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Taulukko 6.9 Laipan poikkileikkausluokitus [taulukko 5.2/EN1993-1-1]

Ulokkeelliset laipat						
						
Valssatut profiilit			Hitsatut profiilit			
Poikkileikkausluokka	Puristetut taso-osat	Puristettut ja taivutetut taso-osat				
		Vapaa reuna on puristettu		Vapaa reuna on vedetty		
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
1	$c / t \leq 9 \epsilon$	$c / t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$		$c / t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$		
2	$c / t \leq 10 \epsilon$	$c / t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$		$c / t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$		
Taso-osan jännitysjakautuma (puristus positiivinen)						
3	$c / t \leq 14 \epsilon$ <sup>4)</sup>	$c / t \leq 21 \epsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ <sup>5)</sup> k <sub>σ</sub> ks. EN 1993- 1-5				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f <sub>v</sub>	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

### 6.1.3.1 Normaalijännitysten aiheuttamat lommahdusvaikutukset

Kun puristettu levyrakenne kuuluu poikkileikkausluokkaan 4, määritetään sen keskeytyksen normaali-jännitysten suhteen käyttäen tehollisia poikkileikkausarvoja ( $A_{eff}$ ,  $I_{eff}$ ,  $W_{eff}$ ).

Teholliset pinta-alat määritetään taivutusteoriasta aiheutuvien lineaaristen venymien jakautumisen perusteella olettaen, että myötövenymä saavutetaan puristetun levyn keskilinjalla. Laipan jännitykset lasketaan laipan keskilinjalla käyttäen kimmoteorian mukaista taivutusvastusta.

### 6.1.3.2 Pituussuunnassa jäykistämättömät levyt

Pituussuunnassa jäykistämättömän levyn puristetun osan tehollinen leveys (pinta-ala) lasketaan kaavalla

$$b_{c,eff} = \rho \cdot b_c \quad (A_{c,eff} = \rho \cdot A_c) \quad (6.70)_{[4.1/EN1993-1-5]}$$

missä  $b_c$  on puristetun osan leveys ( $A_c$  pinta-ala) ja  $\rho$  on pienennyskerroin.

Pienennyskerroin  $\rho$  lasketaan seuraavasti:

Kahdelta reunalta tuetut taso-osat (uuma, kotelopoikkileikkauksen pohja- ja kansilevy, ks. taulukko 6.10):

$$\rho = 1,0 \quad \text{kun } \lambda_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} \quad (6.71)_{[4.2/EN1993-1-5]}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{kun } \lambda_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi}$$

Yhdeltä reunalta tuetut taso-osat (laippa, ks. taulukko 6.11):

$$\rho = 1,0 \quad \text{kun } \lambda_p \leq 0,748 \quad (6.72)_{[4.3/EN1993-1-5]}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \quad \text{kun } \lambda_p > 0,748$$

Levyn muunnettu hoikkuus lasketaan kaavasta

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (6.73)_{[4.3/EN1993-1-5]}$$

missä

- $t$  on levyn paksuus
- $\psi$  on jännityssuhde
- $\sigma_{cr}$  on kimmoteorian mukainen lommahdusjännitys
- $f_y$  on materiaalin nimellinen myötöraja
- $k_\sigma$  on jännityssuhdetta  $\psi$  vastaava lommahduskerroin (taulukko 6.10 ja 6.11)
- $b$  on levyn koko leveys (uuman koko korkeus)
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

Lommahduskerroin  $k_\sigma$  voidaan laskea myös ominaisarvotehtävänä (FEM-ohjelmalla), jolloin otetaan tarkemmin huomioon lommahdusaaltojen muoto ja lukumäärä.

Jos pituussuunnassa jäykistämättömien levykenttien (uuma ja kotelon pohja- tai kansilevy) poikittaisten jäykisteiden väli on pieni ( $\alpha \leq 1,0$ ), otetaan levykentän pilarimainen käyttäytyminen huomioon ja lopullinen pienennyskerroin  $\rho_c$  lasketaan seuraavalla tavalla:

Lasketaan kriittinen lommahdusjännitys levymäiselle lommahdukselle kaavalla (6.74):

$$\sigma_{cr,p} = k_\sigma \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2)b^2} \quad (6.74)_{[4.3/EN1993-1-5]}$$

jossa lommahduskerroin  $k_\sigma$  voidaan tässä tapauksessa ( $\alpha \leq 1,0$ ) laskea kaavasta

$$k_\sigma = (\alpha + 1/\alpha)^2, \quad (6.75)$$

ja pilarimaiselle lommahdukselle

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) a^2}, \quad (6.76) [4.8/EN1993-1-5]$$

joiden avulla lasketaan muunnettu hoikkuus levymäiselle lommahdukselle edellä olevan kaavan 6.73 mukaan ja pilarimaiselle lommahdukselle kaavalla

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (6.77) [4.10/EN1993-1-5]$$

Pilarimaisen lommahduksen pienennyskerroin  $\chi_c$  lasketaan edellä kohdassa 6.1.2.1.1 esitetyn kaavan 6.44 mukaan käyttäen taulukon 6.2 mukaista nurjahduskäyrää  $\alpha$  ( $\alpha = 0,21$ ).

Tämän jälkeen lopullinen pienennyskerroin  $\rho_c$  lasketaan kaavalla

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c \quad (6.78) [4.13/EN1993-1-5]$$

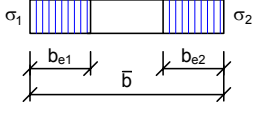
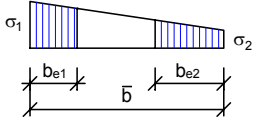
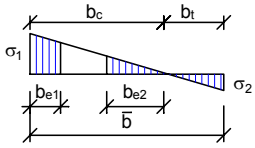
jossa  $\xi = \sigma_{cr,p} / \sigma_{cr,c} - 1 = k_\sigma \cdot \alpha^2 - 1$ , kuitenkin aina  $0 \leq \xi \leq 1,0$ .

Lopullinen levyn tehollinen leveys (pinta-ala) saadaan tällöin kaavan 6.70 sijasta kaavasta

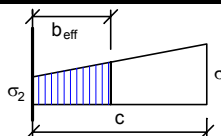
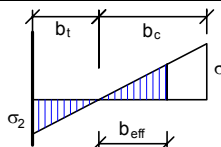
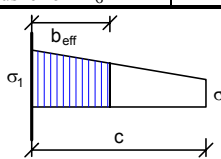
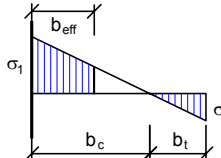
$$b_{c,eff} = \rho_c \cdot b_c \quad (A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_c) \quad (6.79) [4.1/EN1993-1-5]$$



Taulukko 6.10 Lomahduskerroin normaalijännityksille, kahdelta reunalta tuetut taso-osat [taulukko 4.1/EN1993-1-5]

Jännitysjakautuma (puristus on positiivinen)				Tehollinen <sup>p</sup> leveys $b_{eff}$		
				$\psi = 1$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ : $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ : $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Lomahduskerroin $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Taulukko 6.11 Lomahduskerroin normaalijännityksille, yhdeltä reunalta tuetut taso-osat [taulukko 4.1/EN1993-1-5]

Jännitysjakautuma (puristus on positiivinen)			Tehollinen <sup>p</sup> leveys $b_{\text{eff}}$			
			$1 > \psi > 0$ : $b_{\text{eff}} = \rho c$			
			$\psi < 0$ : $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Lomahduskerroin $k_{\sigma}$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
			$1 > \psi > 0$ : $b_{\text{eff}} = \rho c$			
			$\psi < 0$ : $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$		0	$0 > \psi > -1$	-1
Lomahduskerroin $k_{\sigma}$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$		1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Jos levyn suurin puristusjännitys on myötörajaa ( $\sigma_{com,Ed}$ ) pienempi, voidaan muunnettu hoikkuus pienentää arvoon:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}} \quad (6.80)$$

ja laskea tätä vastaava pienennyskertoimen arvo kahdelta reunalta tuetulle levyllä kaavasta

$$\rho = \frac{1 - 0,055(3 + \psi) / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \quad (6.81)$$

ja yhdeltä reunalta tuetulle levykentälle kaavasta

$$\rho = \frac{1 - 0,188 / \bar{\lambda}_{p,red}}{\bar{\lambda}_{p,red}} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,red})}{(\bar{\lambda}_p - 0,6)} \quad (6.82)$$

jolloin kuitenkin aina  $\rho \leq 1,0$ .

#### 6.1.3.3 Pituussuunnassa jäykistetyt levyt

Poikkileikkauksen kestävyyttä laskettaessa tulee ottaa huomioon pituussuuntaisten jäykisteiden rajoittamien osakenttien paikallisesta lommahtamisesta aiheutuvat teholliset leveydet sekä useamman kentän kokonaislommahtamisesta aiheutuvat teholliset pinta-alat.

Pituussuunnassa jäykistetyin levyn tehollinen pinta-ala lasketaan standardin SFS-EN 1993-1-5 mukaan.

#### 6.1.3.4 Kestävyys normaalijännitysten suhteen poikkileikkausluokassa 4

Kestävyys puristuksesta ja yhden akselin suhteen tapahtuvasta taivutuksesta aiheutuville normaalijännityksille tarkistetaan ehdosta

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \quad (6.83)_{[4.14/EN1993-1-5]}$$

$\gamma_{M0} \quad \gamma_{M0}$

missä

- $A_{eff}$  on poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala
- $e_N$  on neutraaliakselin sijainnin siirtyminen
- $M_{Ed}$  on taivutusmomentin mitoitusarvo
- $N_{Ed}$  on aksiaalisen voiman mitoitusarvo
- $W_{eff}$  on kimmoteorian mukainen tehollinen taivutusvastus
- $\gamma_{M0}$  on osavarmuusluku

Levykentän lommahdus tarkistetaan jännitysresultanteille etäisyydellä min(0,4a; 0,5b) siitä levykentän päästä, jossa jännitykset ovat suurempia. Kaavassa a on levykentän pituus ja b levykentän korkeus.

**6.1.3.5 Leikkauslommahduskestävyys**

Leikkauslommahduskestävyys lasketaan standardin EN1993-1-5 kappaleen 5 mukaisesti. Standardin menetelmä pätee lyhyille ja pitkille levykentille ja se ottaa huomioon myös pituussuuntaiset jäykisteet.

Leikkauslommahduskestävyys pitää tarkastaa ja kannattajan uuma tulee varustaa tuella pystyjäykisteillä, jos seuraavat ehdot toteutuvat

$$h_w/t > 72 \cdot \varepsilon/\eta \quad \text{jäykistämättömälle uumalle ja} \quad (6.84)_{[5.1 \text{ huom. (2)/EN1993-1-5}]}$$

$$h_w/t > 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}/\eta \quad \text{jäykistetylle uumalle,}$$

missä

- $h_w$  on uuman korkeus
- $e = \sqrt{235/f_y}$
- $t$  on levyn paksuus
- $k_\tau$  = leikkauslommahduskerroin
- $\eta = 1,20$ , kun teräslaaduille S235 ... S460 ja
- $\eta = 1,00$ , kun rakenneteräksen lujuusluokka on korkeampi kuin S460.

**6.1.3.5.1 Kestävyyden mitoitusarvo**

Jäykistämättömien tai jäykistettyjen palkkien poikkileikkausten leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavasta

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (6.85)_{[5.1/EN1993-1-5]}$$

missä uuman osuus ( $V_{bw,Rd}$ ) kestävyydestä lasketaan kaavasta 6.86 ja laippojen osuus ( $V_{bf,Rd}$ ) kaavasta 6.90.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (6.86)_{[5.2/EN1993-1-5]}$$

$\chi_w$  on uuman vaikutus leikkauslommahduskestävyyteen ja se voidaan määrittää taulukon 6.12 avulla.

Taulukko 6.12 Kertoimen  $\chi_w$  määrittäminen [taulukko 5.1/EN1993-1-5]

	Jäykkä päätyjäykiste	Ei-jäykkä päätyjäykiste
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Jäykistetyypit jäykkä ja ei-jäykkä päätyjäykiste on esitetty kuvassa 6.13.

Muunnettu hoikkuus  $\bar{\lambda}_w = 0.76 \cdot (f_{yw}/\tau_{cr})$  voidaan laskea seuraavilla kaavoilla levyn poikittaisjäykisteiden tyyppin ja sijainnin mukaan:

a) Vain tuilla on poikittaisjäykisteet

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t \varepsilon} \quad (6.87)_{[5.5/EN1993-1-5]}$$

b) Poikittaisjäykisteet tuilla ja poikittaiset välijäykisteet

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_\tau}} \quad (6.88)_{[5.6/EN1993-1-5]}$$

missä  $k_\tau$  on uumakentän leikkauslommahduskertoimen pienin arvo.

Kaavassa 6.88 esitetyn leikkauslommahduskertoimen laskentatapa riippuu jäykisteiden tyypistä ja määrästä.

Levyille, joissa käytetään jäykkiä poikittaisia jäykisteitä ilman pituusjäykisteitä, leikkauslommahduskerroin  $k_\tau$  lasketaan seuraavasti:

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \cdot (h_w/a)^2 & \text{kun } a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \cdot (h_w/a)^2 & \text{kun } a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (6.89)_{[A.5/EN1993-1-5]}$$

Käytettäessä jäykkien poikittaisjäykisteiden lisäksi ei-jäykkiä poikittaisjäykisteitä kertoimen  $k_\tau$  arvoksi valitaan pienempi seuraavilla tavoilla määritetyistä arvoista:

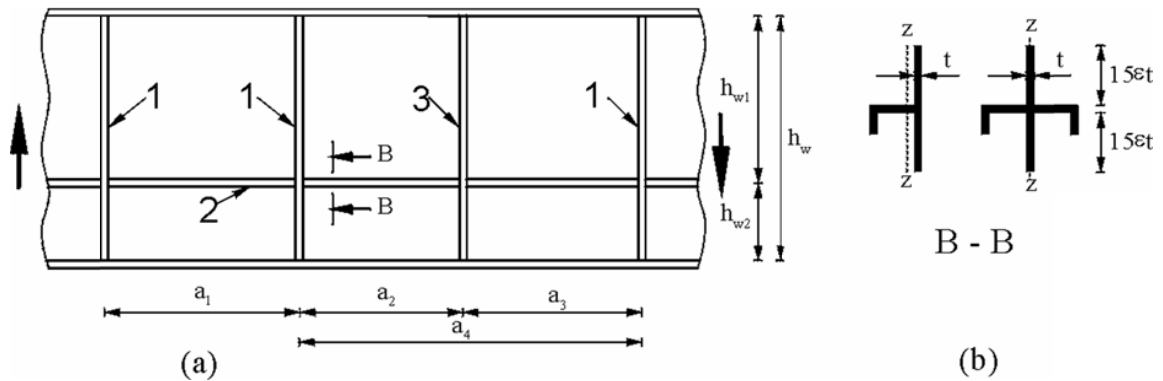
- kahden vierekkäisen poikittaisjäykisteen välinen uuman levykenttä tai
- vierekkäisten jäykkien jäykisteiden välinen uuman levykenttä, joka sisältää ei-jäykkiä poikittaisjäykisteitä.

Jäykiksi oletettujen poikittaisjäykisteiden jäykkyyden ja kestävyys tulee olla kohdan 6.1.3.10.2 mukainen.

Kertoimen  $k_\tau$  pienin arvo ei-jäykille poikittaisjäykisteille voidaan määrittää kahden seuraavan lommahdustarkastelun perusteella:

- 1) tarkistetaan kaksi vierekkäistä uumakenttää, joissa on yksi ei-jäykkä poikittaisjäykiste
- 2) tarkistetaan kolme vierekkäistä uumakenttää, joissa on kaksi ei-jäykkää poikittaisjäykistettä.

Pituussuunnassa jäykistetyin levykentän leikkauslommahduskertoimet  $k_\tau$  voidaan laskea standardin SFS-EN 1993-1-5 liitteen A.3 kaavoilla. Jos lasketaan leikkauslommahduskertoimen arvoa jollakin muulla tavalla, kuin liitteen A.3 kaavoilla, tulee pituusjäykisteen hitausmomenttia pienentää 1/3-osaan sen todellisesta arvosta. Pienennystä ei kuitenkaan tehdä, jos jäykiste on kotelomainen (trapetsijäykiste).



- 1 Jäykkä poikittaisjäykiste  
 2 Pituussuuntainen jäykiste  
 3 Ei-jäykkä poikittaisjäykiste

Kuva 6.9 Uuman jäykisteet [kuva 5.3/EN1993-1-5]

### Laippojen osuus

Jos laippojen kestävyyttä ei hyödynnetä täysin taivutuskestävyyttä laskettaessa, laippojen vaikutus leikkauskestävyyteen voidaan ottaa huomioon seuraavasti

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (6.90)_{[5.8/EN1993-1-5]}$$

missä

- $b_f$  ja  $t_f$  valitaan sen laipan mukaan, joka antaa pienimmän kestävyuden
- $b_f$ :n tehollinen pituus saa olla enintään  $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$  uuman molemmin puolin

$$c = a \cdot \left( 0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)$$

Jos aksiaalinen voima  $N_{Ed}$  vaikuttaa yhtä aikaa taivutusmomentin kanssa, pienennetään pelkkien laippojen mukaan laskettua poikkileikkauksen momenttikapasiteettia alla esitetyn kaavan (6.91) jälkimmäisellä, suluissa olevalla, termillä

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right), \quad (6.91)$$

missä

- $N_{Ed}$  on poikkileikkauksessa vaikuttava normaalivoima
- $M_{f,k} = A_{f,eff,min} \cdot f_y \cdot [(h - (t_{f1} + t_{f2})/2)]$  ja
- $A_{f1}$  ja  $A_{f2}$  tarkoittavat laippojen tehollisia pinta-aloja.

Jos laippojen kestävyys on hyödynnetty täysin eli  $M_{Ed} > M_{f,Rd}$ , leikkausvoiman, taiputusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutus tarkistetaan kohdan 6.1.3.8 mukaan.

### 6.1.3.5.2 Mitoitusehto leikkausvoiman suhteen

Rakenteen kestävyys leikkausvoiman suhteen tarkistetaan ehdosta

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.92)_{[5.10/EN1993-1-5]}$$

missä

- $V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo, jossa on tarpeen vaatiessa mukana myös väännön osuus

### 6.1.3.6 Kestävyys paikallisille poikittaisille kuormille

Jäykistämättömille ja jäykistetyille uumille kestävyysmitoitussuhteiden tarkistaminen paikallisille pystysuuntaisille kuormille paikallisen lommahduksen suhteen lasketaan kaavasta

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \quad (6.93)_{[6.1/EN1993-1-5]}$$

missä

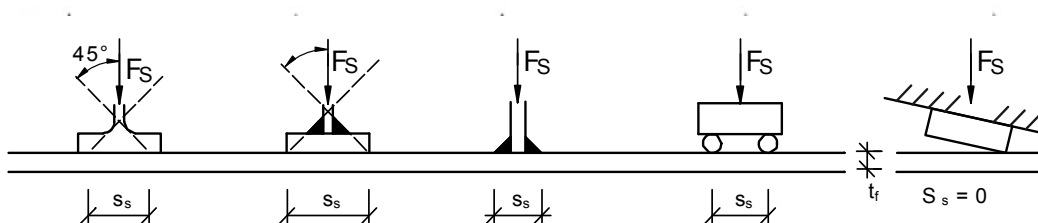
- $t_w$  on uuman paksuus
- $f_{yw}$  on uuman myötöraja
- $L_{eff}$  on tehollinen pituus poikittaisten kuormien suhteen

Tehollinen pituus lasketaan kaavasta

$$L_{eff} = \chi_F \cdot \ell_y \quad (6.94)_{[6.2/EN1993-1-5]}$$

missä

- $\chi_F$  on paikallisen lommahduksen huomioon otettava pienennystekijä
- $\ell_y$  on jäykän tukipinnan pituuteen  $s_s$  liittyvä tehollinen kuormituspituus



Kuva 6.10 Jäykän tukipinnan pituus [kuva 6.2/EN1993-1-5]

Tehollisen pituuden pienennystekijä  $\chi_F$  lasketaan kaavasta

$$\chi_F = \frac{0,5}{\lambda_F} \leq 1,0 \quad (6.95)_{[6.3/EN1993-1-5]}$$

missä

$$\begin{aligned} - \quad \bar{\lambda}_F &= \sqrt{\frac{\ell_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}} \\ - \quad F_{cr,1} &= 0,9 \cdot k_{F,1} \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w} \\ - \quad k_{F,1} &\text{ on lommahduskerroin} \end{aligned}$$

Lommahduskerroin  $k_{F,1}$  määritetään seuraavasti:

Uumille, joissa ei ole pituusjäykisteitä

$$\begin{aligned} k_{F1} &= 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 && \text{kuormitustyyppi a) kuvassa 6.11} \quad (6.96)_{[kuva 6.1/EN1993-1-5]} \\ k_{F1} &= 3,5 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 && \text{kuormitustyyppi b) kuvassa 6.11} \\ k_{F1} &= 2 + 6 \cdot \left(\frac{s_s+c}{h_w}\right) \leq 6 && \text{kuormitustyyppi c) kuvassa 6.11} \end{aligned}$$

Uumille, joissa on pituusjäykisteet

$$k_{F,1} = 6 + 2 \cdot \left[\frac{h_w}{a}\right]^2 + \left[5,44 \cdot \frac{b_1}{a} - 0,21\right] \cdot \sqrt{\gamma_s} \quad (6.97)_{[6.6/EN1993-1-5]}$$

missä

- $b_1$  on kuormitetun osakentän korkeus

$$\gamma_s = 10,9 \cdot \frac{I_{s\ell,1}}{h_w \cdot t_w^3} \leq 13 \cdot \left[\frac{a}{h_w}\right]^3 + 210 \cdot \left[0,3 - \frac{b_1}{a}\right]$$

- $I_{s\ell,1}$  on kuormitettua laippaa lähimpänä olevan jäykisteen jäyhyysmomentti, jonka laskemisessa otetaan huomioon uuman toimivat osat ( $15 \cdot \varepsilon \cdot t$  jäykisteen molemmiin puolin).

Yhtälö 6.97 on voimassa, kun  $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$  ja  $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$  ja kuormitus on kuvan 6.11 tyyppin a) mukainen. Vain uuman lähinnä kuormitettua reunaa oleva jäykiste otetaan huomioon.

### 6.1.3.6.1 Tehollinen kuormituspituus

Kuvan 6.11 tapauksissa a) ja b)  $l_y$  lasketaan kaavasta:

$$\ell_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right) \quad \text{kuitenkin} \quad l_y \leq a \quad (6.98)_{[6.10/EN1993-1-5]}$$

Tapauksessa c)  $l_y$  on pienin kaavan 6.98 tai seuraavien kaavojen 6.99 antamista arvoista:

$$\ell_y = \ell_e + t_f \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{\ell_e}{t_f}\right)^2 + m_2} \quad (6.99)_{[6.11/6.12/EN1993-1-5]}$$

$$\ell_y = \ell_e + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2}$$

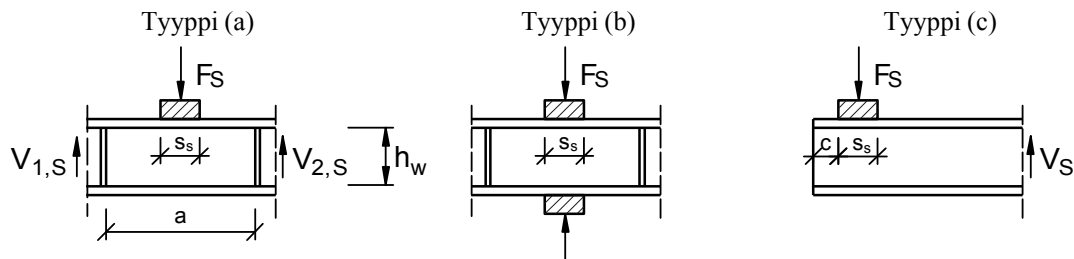
missä

$$\ell_e = \frac{k_F \cdot E \cdot t_w^2}{2 \cdot f_{yw} \cdot h_w} \leq s_s + c \quad (6.100)_{[6.13/EN1993-1-5]}$$

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \quad (6.101)_{[6.8/EN1993-1-5]}$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \quad \text{jos } \lambda_F > 0,5 \quad (6.102)_{[6.9/EN1993-1-5]}$$

$$m_2 = 0 \quad \text{jos } \lambda_F \leq 0,5$$



Kuva 6.11 Kuormitustapaukset [kuva 6.1/EN1993-1-5]

Vaihtoehtoisesti uumille, joissa on pituusjäykisteitä, tarkastelu voidaan suorittaa seuraavasti (Devaine L, Raul J, Aribert JM, (2004) Patch loading resistance of longitudinally stiffened bridge girders, Proceedings of the conference Steel Bridge, Millau).

$$k_{F,2} = [0,8 \cdot (s_s + 2 \cdot t_f) / a + 0,6] \cdot (a / b_1)^{0,6 \cdot (s_s + 2 \cdot t_f) / a + 0,5} \quad (6.103)$$

$$F_{cr,2} = k_{F,2} \cdot 189800 \cdot t_w^3 / b_1 \quad (6.104)$$

$$F_{cr} = F_{cr,1} \cdot F_{cr,2} / (F_{cr,1} + F_{cr,2}) \quad (6.105)$$

Tällöin kaavan 6.98 mukainen  $l_y$ :n arvo lasketaan käyttäen  $m_2$ :lle arvoa 0 ja pienennyskerroin  $\chi_F$  on:

$$\chi_F = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_F^2}} \leq 1,0 \quad (6.106)$$



jossa

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (\bar{\lambda}_F - 0,8) + \bar{\lambda}_F^2 \right] \quad (6.107)$$

### 6.1.3.7 Leikkausvoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus

Kun leikkausvoima on suurempi kuin puolet uuman leikkauskestävyydestä  $V_{Rd}$  ( $= \min(V_{pl,Rd}; V_{bw,Rd})$ ), leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen otetaan teräs- ja liittorakenteilla huomioon seuraavasti:

Poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 kuuluvassa poikkileikkauksessa leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen otetaan huomioon käyttämällä leikkauspinta-alalle (uumalle) pienennettyä myötörajaa  $(1 - \rho) f_{yw}$ . Kerroin  $\rho$  lasketaan kaavasta

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (6.108)_{[6.29/EN1993-1-1]}$$

Poikkileikkausluokissa 3 ja 4 leikkausvoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus tarkistetaan ehdosta

$$\bar{\eta}_1 + \left( 1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{kun } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.109)_{[7.1/EN1993-1-5]}$$

missä

- Kaavassa 6.109  $M_{f,Rd}$  on poikkileikkauksen plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun vain teholliset laipat otetaan huomioon kaavan 6.91 mukaan.
- Kaavassa 6.109  $M_{pl,Rd}$  on poikkileikkauksen plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun poikkileikkaus koostuu tehollisista laipoista ja täysin tehollisesta uumasta poikkileikkausluokasta riippumatta.
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$
- $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$

Jos aksiaalinen voima  $N_{Ed}$  vaikuttaa samanaikaisesti taivutusmomentin  $M_{Ed}$  kanssa, niin  $M_{pl,Rd}$  korvataan kohdassa 6.1.1.7.2 esitetyllä plastisuusteorian mukaisella pienennetyllä taivutuskestävyyden mitoitusarvolla  $M_{N,Rd}$  (kaava 6.32).

Kun leikkauslommahdus ei määrää poikkileikkauksen leikkauskestävyyttä, mutta  $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$  tai  $> 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd}$ , pienennetään poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä laskettaessa leikkausta ottavan poikkileikkauksen osan (uuman) taivutuskestävyyttä kertomalla se kaavan 6.108 mukaisella kertoimella. Jos leikkauslommahdus määrää leikkauskestävyyden, niin taivutusmomentin ja leikkausvoiman yhteisvaikutus tarkastetaan kaavaa 6.109 käyttäen.

Kaavan 6.108 mukaista reduktiota ei tarvitse tehdä poikkileikkauksen leikkausta ottavaan osaan (uumaan), kun tarkasteltava poikkileikkaus sijaitsee enintään etäisyydellä  $h_w/2$  tuelta ja tukialue on vahvistettu pystyjäykisteillä. Kuitenkin tuen kohdalla alapaarteen tehollisen ja muiden osien bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu  $M_{pl,Rd}$  tulee olla suurempi kuin tuen kohdalla vaikuttava mitoitusmomentti  $M_{Ed}$ . Vastaavasti tuen kohdalla uuman bruttopoikkileikkauksen mukaan laskettu leikkauskestävyys (kaava 6.86, jossa  $\chi_w = \eta$ ) tulee olla suurempi kuin mitoitusleikkausvoima  $V_{Ed}$  tuen kohdalla.

#### 6.1.3.8 Paikallisen pystysuuntaisen voiman, taivutusmomentin ja aksiaalisen voiman yhteisvaikutus

Jos paikallinen pystysuuntainen voima vaikuttaa puristetun laipan kautta ja rakenteeseen vaikuttaa samanaikaisesti taivutus ja/tai aksiaalinen voima, tarkistetaan kestävyys erikseen normaalijännityksille ja paikalliselle pystysuuntaiselle kuormalle ja lisäksi seuraava yhteisvaikutusehto

$$\eta_2 + 0,8 \eta_1 \leq 1,4 \quad (6.110)_{[7.2/EN1993-1-5]}$$

missä

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot e_N}{f_y \cdot W_{eff}} \quad [4.15/EN1993-1-5]$$

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w} \quad [6.14/EN1993-1-5]$$

Jos pistemäinen kuorma vaikuttaa vedetyn laipan kautta, tarkistetaan kestävyys paikalliselle pystysuuntaiselle kuormalle kohdan 6.1.1.6 mukaan ja lisäksi tarkastetaan kaavan 6.31 mukainen myötöehto.

Jos rakenne kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2, eo. kaava voidaan kirjoittaa yksinkertaisempaan muotoon

$$F_{Ed}/F_{Rd} + 0,8 \cdot (M_{Ed}/M_{pl,Rd}) \leq 1,4 \quad (6.111)$$

Paikallisen poikittaisen voiman ja leikkausvoiman yhteisvaikutus tulee usein kysymykseen siltojen teräspalkkeja asennettaessa. Jos asennusaikaisella tuella vaikuttaa tukireaktion lisäksi negatiivinen momentti leikkausvoimien ollessa tuen molemmin puolin suunnilleen yhtä suuret (=’välituen’ kohta asennettaessa), sisältyy tämä vaikutus jo kohdan 6.1.3.6 mukaiseen tarkasteluun. Sen sijaan, jos tuella vaikuttaa lähes pelkästään tuen toisella puolella oleva leikkausvoima (=rakenteen kärjen tuki), todetaan seuraavan ehdon voimassaolo (DIN EN 1993-5/NA:2010-12):

$$\eta_3 \cdot \left(1 - \frac{F_{Ed}}{2 \cdot V_{Ed}}\right)^{1,6} + \eta_2 \leq 1,0 \quad (6.112)$$

missä

- $V_{Ed}$  on leikkausvoiman mitoitusarvo
- $F_{Ed}$  on poikittaisen pistekuorman mitoitusarvo
- $\eta_3$  ks. kaava (6.92)

**6.1.3.9 Laipan taipumisesta aiheutuva uuman lommahdus**

Puristetun laipan nurjahduksen estämiseksi uuman tason suunnassa, uuman hoikkuus valitaan niin, että seuraava ehto täyttyy

$$\frac{h}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (6.113)_{[8.1/EN1993-1-5]}$$

missä

- $A_w$  on uuman pinta-ala
- $A_{fc}$  on puristetun laipan tehollinen pinta-ala
- $h$  on paarteiden keskilinjojen välinen etäisyys
- $t_w$  on uuman paksuus

Tekijä  $k$  valitaan seuraavasti:

- $k = 0,3$ , kun plastista kiertymistä hyödynnetään (poikkileikkausluokka 1)
- $k = 0,4$ , kun plastisuusteorian mukaista momenttikestävyyttä hyödynnetään (poikkileikkausluokka 2)
- $k = 0,55$  kun kimmoteorian mukaista taivutuskestävyyttä hyödynnetään (poikkileikkausluokka 3 ja 4)

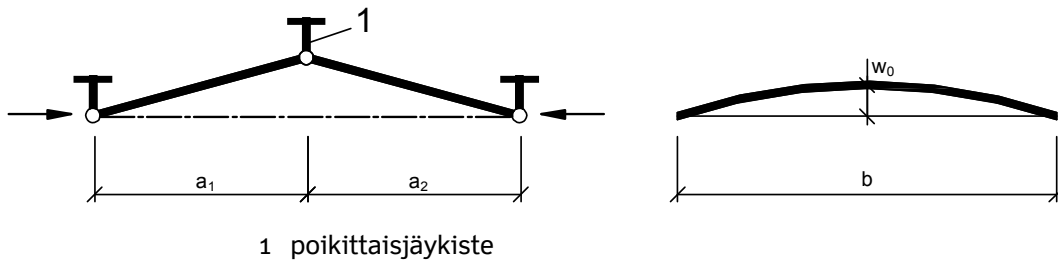
Kaavaa 6.113 voidaan soveltaa myös liittorakenteille edellyttäen, että laipan alana  $A_{fc}$  käytetään teräslaipan alaa tai liittorakenteisen betonilaipan teräkseksi muunnettua alaa sen mukaan, kumpi on pienempi. Muuntamisessa käytetään kimmo-kerroinsuhteen lyhytaikaisarvoa. Kaavaa ei kuitenkaan voi käyttää pääkannattajalle, jonka uumassa on pituusjäykisteitä.

Jos kannattaja on jo alkuaan käyrä säteellä  $R$ , pitää kaavan 6.113 oikea puoli jakaa lausekkeella

$$\sqrt{1 + \frac{h \cdot E}{3 \cdot R \cdot f_{yf}}} \quad (6.114)$$

**6.1.3.10 Vaatimukset poikittaisjäykisteille****6.1.3.10.1 Normaalijännitykset ja taipuma**

Poikittaista jäykistettä käsitellään päistään nivelellisesti tuettuna sauvana, johon vaikuttaa poikittainen kuormitus ja jäykisteen sinimuotoinen epätarkkuus on  $w_0$ , jonka arvo on  $s/300$ , missä  $s$  on pienin arvoista  $a_1$ ,  $a_2$  tai  $b$ , missä  $a_1$  ja  $a_2$  ovat tarkastettavan jäykisteen viereisten levykenttien leveydet ja  $b$  on laippojen painopisteiden välinen etäisyys tai poikittaisten jäykisteiden jänneväli.



Kuva 6.12 Poikittaisen jäykisteen tarkastelussa käytettäviä mittoja [kuva 9.2/EN 1993-1-5]

Poikittaisjäykisteen kestävyydelle ja jäykkyydelle asetetaan seuraavat ehdot:

$$\sigma_{\max} \leq f_y / \gamma_{M1} \quad (6.115)$$

$$w \leq b/300 \quad (6.116)$$

jossa

- $b$  on yleensä uuman korkeus  $h_w$

Kun poikittaisjäykisteessä ei ole aksiaalista voimaa, molemmat em. ehdot täyttyvät, jos seuraava ehto on voimassa:

$$I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left( \frac{b}{\pi} \right)^4 \cdot \left( 1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u \right) \quad (6.117)_{[9.1/EN1993-1-5]}$$

missä

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left( \frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{\max}}{f_y \cdot 300 \cdot b} \geq 1,0$$

- $e_{\max}$  on jäykisteen uloimman reunan ja jäykisteen painopisteen välinen etäisyys. Tällöin koko jäykisteen painopistettä laskettaessa on uumasta mukana kuvan 6.14 mukaiset osuudet jäykisteen molemmin puolin.
- $N_{Ed}$  on viereisten levykenttien suurin puristusvoiman mitoitusarvo (kuitenkin vähintään suurin puristusjännitys kertaan jäykisteitä sisältävän levykentän tehollisen puristetun osan pinta-alan puolikas).
- $\sigma_{cr,p}$  on kimmoteorian mukainen levymäistä käyttäytymistä vastaava kriittinen lommahdusjännitys kaavan 6.74 mukaan.
- $\sigma_{cr,c}$  on kimmoteorian mukainen pilarimaista käyttäytymistä vastaava kriittinen lommahdusjännitys kaavan 6.76 mukaan.
- $w_0 = \min[b/300; a_1/300; a_2/300]$ , ks. kuva 6.12

Pilarimaisen ja levymäisen käyttäytymisen kriittisten jännitysten suhde rajoitetaan kuitenkin alueelle

$$0,5 \leq \sigma_{cr,p} / \sigma_{cr,c} \leq 1,0.$$

Toinen vaihtoehtoinen tapa osoittaa, että poikkijäykisteen jännitykset ja lisätaipuma pysyvät yllä esitetyissä rajoissa, on kuormittaa jäykistettä poikkitaiteella tasaisella kuormalla  $q_{Ed}$ , ja tarkastamalla ehdot 6.115 ja 6.116. Vaihtoehtoinen tarkastelu on sallittu, kun jäykistettä ei kuormita aksiaalinen voima,

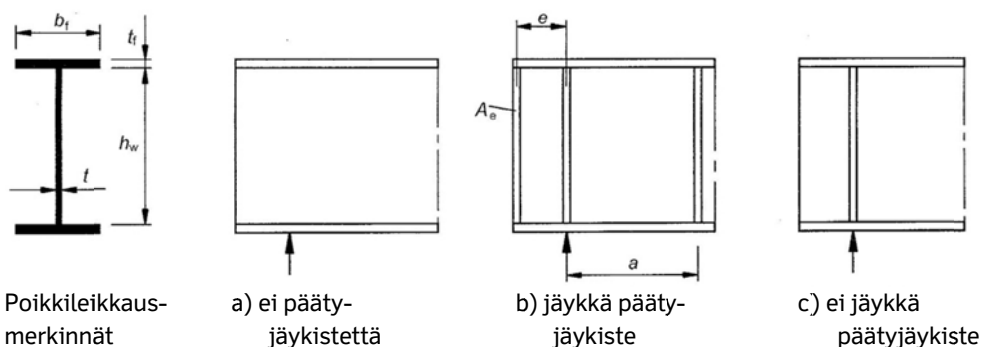
$$q_{Ed} = \pi^* \sigma_m^* (w_o + w_{el}), \quad (6.118)$$

jossa,

- $w_{el}$  on jäykisteen kimmoinen taipuma, jonka arvoksi voidaan ottaa arvo  $b/300$ , jolloin tarkastelussa ollaan varmalla puolella.

### 6.1.3.10.2 Leikkausjännitykset

Päätyjen pystyjäykisteet mitoitetaan sen mukaan, miten leikkauslommahduskestävyys on laskettu.



Kuva 6.13 Päätyjäykistevaihtoehdot [kuva 5.1/EN 1993-1-5]

Jäykkä päätyjäykiste voi koostua kahdesta kaksipuolisesta jäykisteestä, jotka muodostavat lyhyen palkin (pituus  $h_w$ ) laipat. Toinen vaihtoehto jäykäksi päätytueksi voi olla I-profiili, joka liitetään uumalevyn päähän siten, että I-profiilin ja palkin uuman keskilinjat ovat samassa tasossa. Jäykän päätytuen ehtoja sovelletaan myös jatkuvan palkin välituille. Kun kuvan 6.13 vaihtoehdon b mukainen jäykkä päätyjäykiste tehdään uuman päässä ja tuen kohdalla olevasta kahdesta uuman molemmiin puolin olevasta lattateräksestä (jäykistepari), seuraavien ehtojen tulee olla voimassa:

$$A_{st} \geq 4 \cdot h_w \cdot t_w^2 / e \quad (6.119)_{\text{[kohta 9.3.1(3)/EN1993-1-5]}}$$

ja

$$e \geq 0,1 \cdot h_w \quad (6.120)_{\text{[kohta 9.3.1(3)/EN1993-1-5]}}$$

missä

- $A_{st}$  on yhden jäykisteparin poikkileikkauspinta-ala
- $e$  on jäykisteparien välinen etäisyys

Kaavan 6.119 mukaisen ehdon pitää olla voimassa sekä uuman päässä että tuella olevalle jäykisteparille. Lisäksi tuen kohdalla oleva jäykiste pitää mitoittaa tukireaktiolle lyhyenä pilarina. Jos varsinaisia tukijäykisteitä tarvitaan kaksi jäykisteparia, tulee taaimmaisen jäykisteparin täyttää kaavan 6.119 ehto ja lisäksi nämä kaksi tuella sijaitsevaa jäykisteparia (yhdessä) tulee mitoittaa tukireaktiolle.

Jos uumassa on kotelomaiset pituussuuntaiset jäykisteet, jotka on hitsattu kiinni tuen pystyjäykisteeseen, voidaan pystyjäykistettä pitää leikkaustarkasteluissa jäykkänä.

Ei-jäykkä päätytuki voi muodostua yhdestä edellä kuvatussa jäykisteparista. Se voi toimia kantavana pystyjäykisteenä, joka mitoitetetaan ko. tukireaktiolle.

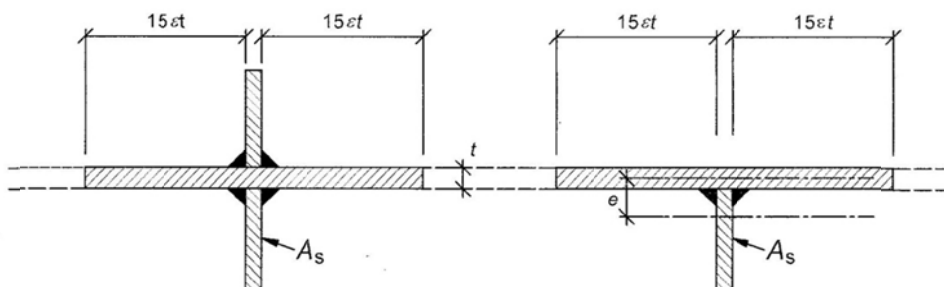
Uumakenttiä rajoittavia poikittaisjäykisteitä voidaan pitää jäykkänä (vrt. kohta 6.1.3.5.1 edellä), jos seuraava ehto on voimassa.

$$\begin{aligned} I_{st} &\geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t_w^3 / a^2 & \text{jos } a/h_w < \sqrt{2} \\ I_{st} &\geq 0,75 \cdot h_w \cdot t_w^3 & \text{jos } a/h_w \geq \sqrt{2} \end{aligned} \quad (6.121)_{\text{[kaava 9.6/EN1993-1-5]}}$$

missä

- $I_{st}$  on jäykisteen jäyhyysmomentti pituusakselin suuntaisen ja jäykisteen tehollisen poikkileikkauksen painopisteen kautta kulkevan suoran suhteen

Kannattajan uumasta voidaan ottaa mukaan poikittaisjäykisteen  $I_{st}$ :tä laskettaessa teholliseen poikkileikkaukseen kuvan 6.14 mukainen osa kuitenkin niin, että kahden poikittaisjäykisteen välisestä uumasta poikittaisjäykisteeseen voidaan ottaa mukaan korkeintaan puolet jäykisteiden välisestä etäisyydestä.



Kuva 6.14 Poikittaisjäykisteen tehollinen poikkileikkaus [kuva 9.1/EN1993-1-5]

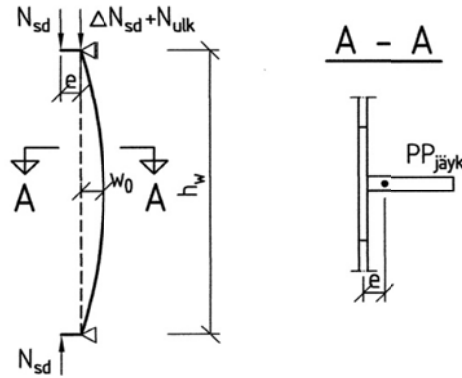
Jäykkien välijäykisteiden kestävyys voidaan mitoittaa aksiaaliselle mitoitusvoimalle (= vetodiagonaalista syntyvä normaalivoima), jonka suuruus on:

$$N_{sd} = V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w / (\sqrt{3} \gamma_{M1}) \geq 0 \quad (6.122)_{\text{[kohta 9.3.3/EN1993-1-5]}}$$

jossa

- $V_{Ed}$  = jäykisteen viereisen jäykkien pystyjäykisteiden rajoittaman lommahduskentän suurin leikkausvoiman mitoitusarvo  $0,5 \cdot h_w$ :n etäisyydellä kentän päästä, jossa on suurempi leikkausvoiman mitoitusarvo
- $\lambda_w$  = jäykisteen viereisen lommahduskentän muunneltu hoikkuus.

Yksipuoliselle uuman jäykisteelle, johon kohdistuu kaavan 6.118 mukainen poikeutusvoima (taipuman  $w_{el}$  arvoksi voidaan ottaa yläkiarvo  $b/300$ ), kaavan 6.122 mukainen normaalivoima ja mahdollinen ulkoinen normaalivoima, ja jolla on kaavan 6.116 mukainen alkukäyryys, voidaan käyttää kuvan 6.15 mukaista rakennemallia.



kuva 6.15 Rakennemalli uuman yksipuolisen jäykisteen laskemiseksi.

Jos poikittaisjäykisteeseen kohdistuu huomattava toisen paarteiden kautta tuleva pistekuorma (tukireaktio), voidaan jäykistettä mitoittaessa käyttää nurjahduspituutena  $0,75 \cdot h_w$ . Edellä mainitut jäykisteeseen vaikuttavat kuormat ja alkukäyryydet pitää kuitenkin ottaa mitoituksessa huomioon. Jos pistekuorma vaikuttaa molempien paarteiden kautta, nurjahduspituutena käytetään koko uuman korkeutta  $h_w$ . Tällaisen jäykisteen (tukireaktio) mitoitus tulee suorittaa SFS-EN 1993-2 kohtien 6.3.3 tai 6.3.4 mukaan tai seuraavalla yksinkertaistetulla tavalla (Johansson B, Maquoi R, Sedlacek G, Müller C, Beg D, (2007). Commentary and worked examples to EN 1993-1-5, Plated structural elements, 1. edition, ECCS-JRC Report No.22898 EN). Yksinkertaistetussa tapauksessa kaavat 6.115 ja 6.116 kirjoitetaan muotoon:

$$w = w_0 \cdot (1 + 1.25 \cdot \delta_m) / \left( \frac{N_{cr,Eul}}{N_{sd} + N_{ulk} + \Delta N_{sd}} - 1.0 \right) \leq h_w / 300 \quad (6.123)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{sd} + N_{ulk}}{A_{st}} + \frac{(N_{sd} + N_{ulk} + \Delta N_{sd}) \cdot e}{I_{st}} \cdot w_0 \quad (6.124)$$

$$(1 + 1.11 \cdot \delta_m) / \left( 1 - \frac{N_{sd} + N_{ulk} + \Delta N_{sd}}{N_{cr,Eul}} \right) \leq f_y / \gamma_{M1}$$

joissa,

- $\Delta N_{sd} = \sigma_m \cdot h_w^2 / \pi^2$  on normaalivoima, jolla kuvataan normaalivoimasta  $N_{sd}$  syntyvät toisen kertaluvun vaikutukset
- $\sigma_m$  on esitetty edellä kaavan 6.117 yhteydessä
- $A_{st}$  ja  $I_{st}$  ovat jäykisteen pinta-ala ja jäyhyysmomentti (ks. kuva 6.14)
- $N_{sd}$  on kaavan 6.122 mukainen jäykisteeseen lommahduskentän lävistäjän suuntaisesta 'vetodiagonaalista' syntyvä normaalivoima

- $N_{ulk}$  on mahdollinen jäykisteeseen kohdistuva ulkoinen normaalivoima
- $N_{cr,Eul} = \pi^2 EI_{st}/h_w^2$  eli jäykisteen kriittinen nurjahdusjännitys
- $e$  on uuman keskilinjan ja jäykisteen painopisteen välinen etäisyys

$$\delta_m = \frac{N_{sd} \cdot e_{sd}}{(N_{sd} + N_{ulk} + \Delta N_{sd}) \cdot w_0}$$

Jos jäykiste on uuman suhteen symmetrinen (kaksipuolinen) jäykiste, edellä olevista kaavoista voidaan jättää pois toisen kertaluvun muodonmuutoksiin liittyvät termit  $(1+1,25 \cdot \delta_m)$  ja  $(1+1,11 \cdot \delta_m)$ . Etäisyys  $e$  on tässä tapauksessa uuman keskilinjan ja jäykisteen ulomman reunan välinen etäisyys. Kuvan 6.15 rakenne-mallissa esitetty kuorma  $N_{sd}$  vaikuttaa kuitenkin tällöin uuman keskilinjalla, eikä mitan  $e$  etäisyydellä siitä.

#### 6.1.4 Hitsiliitokset

##### 6.1.4.1 Hitsiluokat

Hitsiluokat ja niiden käyttö silloissa sekä hitsityypit on esitetty edellä kohdassa 3.4.

Hitsiluokalla ei ole vaikutusta itse hitsin mitoittamiseen.

##### 6.1.4.2 Hitsien mitoitus

Hitsien mitoitus tehdään staattisille kuormille standardin SFS-EN 1993-1-8 ja väsymykselle standardin SFS-EN 1993-1-9 mukaan.

Hitsaamalla liitettävien teräslevyjen ja -profiilien ainevahvuuden tulee olla vähintään 4 mm ja teräsputkien seinämän ainevahvuuden vähintään 2,5 mm.

Hitsien kestävyys osavarmuusluvulle  $\gamma_{M2}$  käytetään arvoa 1,25.

##### 6.1.4.2.1 Pienahitsi

Pienahitsiä voidaan käyttää, kun liitettävien teräsosien välinen kulma on 60...120°. Jos kulma on pienempi kuin 60°, pitää hitsi mitoittaa päittäishitsinä osittaisella tunkeumalla.

Voimia siirtävänä voidaan käyttää vain pienahitsejä, joiden a-mitta on vähintään 3 mm.

Pienahitsin tehollisena pituutena voidaan käyttää yleensä hitsin teoreettista pituutta vähennettyä mitalla  $2 \cdot a$ . Hitsin tehollisen pituuden tulee aina olla vähintään suurempi mitoista 30 mm tai  $6 \cdot a$ .

Jos pienahitsin jännitysjakautuma on sama kuin liitettävissä teräsosissa (esim. kaulapienahitsi), toimii hitsi koko pituudellaan. Jos voimaa siirtävä sauva liitetään toiseen rakenneosaan niin, että voima siirtyy sauvasta toiseen rakenneosaan hitsin välityksellä (hitsin jännitysjakautuma ei ole sama kuin liitettävissä rakenneosissa), voidaan hitsin tehollisena pituutena käyttää hitsin kokonaispituutta sen



ollessa korkeintaan  $150 \cdot a$ . Hitsin pituuden ollessa tätä suurempi, hitsin tehollinen pituus redusoidaan kertoimella

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2 \cdot L_j / (150 \cdot a), \quad (6.125)_{[4.9/EN1993-1-8]}$$

jossa

$L_j$  on hitsin kokonaispituus siirrettävän voiman suunnassa.

Liitettäessä levyrakenteissa pysty- tai poikittaisjäykistettä uumaan, voidaan hitsin olettaa toimivan koko pituudeltaan sen ollessa korkeintaan 1,7 metriä pitkä. Hitsin ollessa tätä pidempi redusoidaan tehollinen pituus kertoimella

$$\beta_{Lw,2} = 1,1 - 0,2 \cdot L_w / 17 \geq 0,6, \quad (6.126)_{[4.10/EN1993-1-8]}$$

jossa

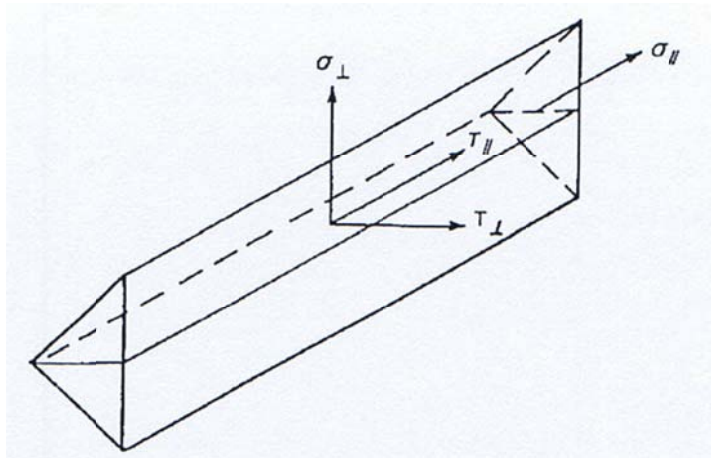
- $L_w$  on hitsin (jäykisteen) kokonaispituus metreinä.

Katkopienahitsiä ei voi käyttää siltojen voimia siirtävissä liitoksissa.

Epäsymmetrisen pienahitsin käyttöä tulee välttää. Jos epäsymmetristä pienahitsiä käytetään, tulee epäkeskisyys ottaa huomioon hitsin mitoituksessa. Kuitenkaan epäkeskisyudesta ei saa syntyä vetoa hitsin juuren puolelle.

Pienahitsiä staattiselle kuormalle mitoittaessa käytetään kuvan 6.16 mukaisia hitsissä vaikuttavia jännityskomponentteja, jotka lasketaan hitsin kaulapinta-alalle

$$A_w = \sum a \cdot l_{\text{eff}}. \quad (6.127)$$



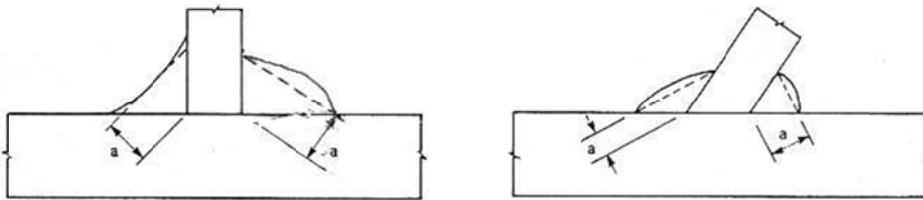
Kuva 6.16 Pienahitsin jännityskomponentit staattisessa mitoituksessa [Kuva 5/EN1993-1-8]

Komponentit ovat seuraavat:

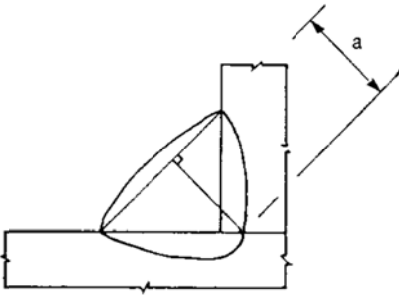
- $\sigma_{\perp}$  on hitsin kaulapinnan kohtisuora jännitys
- $\sigma_{\parallel}$  on hitsin suuntainen normaalijännitys
- $\tau_{\perp}$  on hitsin kaulapinta-alalla vaikuttava kohtisuora leikkausjännitys ja
- $\tau_{\parallel}$  on hitsin kaulapinta-alalla vaikuttava hitsin suuntainen leikkausjännitys.

Rakenteen pituussuuntaista jännitystä, joka on sama kuin hitsin jännityskomponentti  $\sigma_{\parallel}$  ei oteta huomioon hitsiä mitoittaessa (esim. kaulapienahitsi).

Hitsin a-mitta mitataan kuvassa 6.17 esitetyllä tavalla. A-mitan suunta määrittelee myös hitsin kaulan suunnan



Kuva 6.17 Pienahitsin a-mitta ilman tunkeumaa [Kuva 4.3/EN1993-1-8]



kuva 6.18 Pienahitsin a-mitta, kun tunkeumaa käytetään hyväksi [Kuva 4.4/EN1993-1-8]

Hitsille tulee olla voimassa:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad \text{ja} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad (6.128) \quad [4.1/EN1993-1-8]$$

jossa

- $f_u$  on heikomman liitettävän teräksen murtolujuus,
- $\beta_w$  on taulukon 6.13 mukainen kerroin.

Taulukko 6.13 Pienahitsien korrelaatiokertoimet  $\beta_w$  [taulukko 4.1/EN1993-1-8].

Standardi ja teräslaatu			korrelaatiokerroin $\beta_w$
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Hitsin jännityksiä laskettaessa voidaan menetelmäkokein osoitettu hitsin tunkeuma (kuva 6.18) käyttää hyväksi hitsiä mitoitettaessa. Yleensä tunkeuma voidaan hyödyntää vasta valmistuksen yhteydessä, jolloin tiedetään valmistajan menetelmät ja niille tehdyt tunkeumaan liittyvät menetelmäkokeet.

Kaavan (6.128) sijaan voidaan pienahitsi mitoitaa SFS-EN 1993-1-8 kohdan 4.5.3.3 mukaisella yksinkertaisella menetelmällä. Menetelmässä hitsin kestävyysnä käytetään sen leikkauskestävyyttä

$$f_{vw} = f_u / (\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}), \quad (6.129) \text{ [4.4/EN1993-1-8]}$$

jonka tulee olla suurempi kuin hitsin kaulapinta-alalle lasketun kuormaresultantin aiheuttaman jännityksen riippumatta kuormaresultantin suunnasta. Näin ollen menetelmä johtaa usein selvästi suurempiin hitsikokoihin kuin edellä esitetty jännityskomponentteihin perustuva mitoitusmenetelmä.

Uuman kaulahitsi tulee mitoitaa leikkausvuolle  $V_{Ed}/h_w$ , jossa  $V_{Ed}$  on enintään kaavan 6.86 mukainen arvo. Jos  $V_{Ed}$  on tätä suurempi, kaulahitsit mitoitetaan kaavan 6.85 oikean puolen mukaiselle arvolla. Tämä johtaa pienahitseihin, joiden suuruus on lähes  $t_w/2$  mm.

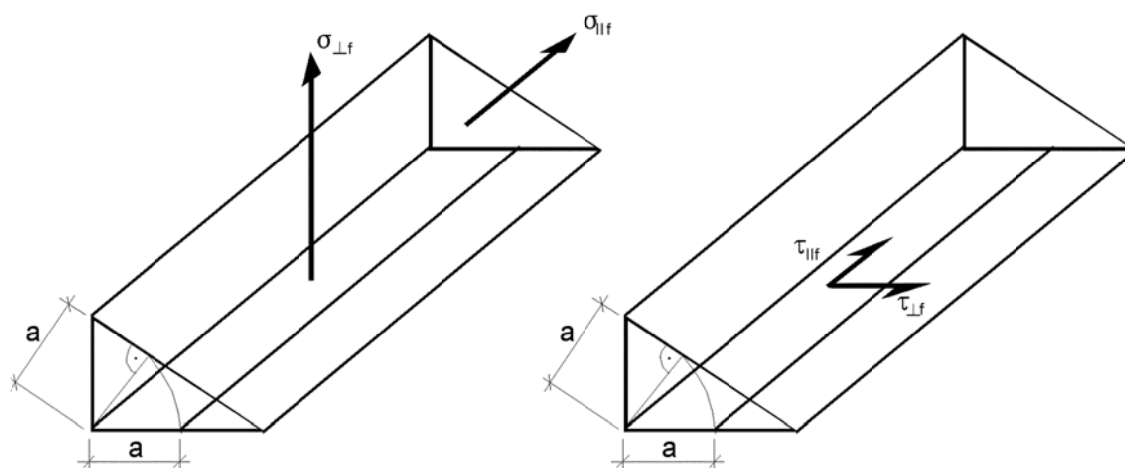
Koska paarteiden leikkauskestävyyttä lisäävän vaikutuksen huomioon ottaminen (kaava 6.90) johtaa käytännössä samaan lopputulokseen (pienahitsin suuruus on lähes  $t_w/2$  mm), on usein kannattavaa (kokonaistaloudellista), että paarteiden vaikutus leikkauskestävyyteen jätetään huomioon ottamatta.

Pienahitsiä väsytykselle mitoitettaessa ei tarkastella hitsin jännityskomponentteja kaulan tasolla vaan kuvan 6.19 mukaisesti hitsin ja liitettävän levyn liitospinnalla. Liitospinnasta hyödynnetään jännityksiä laskettaessa vain a-mitan levyinen alue. Pienahitsiä väsytykselle mitoitettaessa ei myöskään voi olettaa osan normaali-

voimasta ( $\sigma_{\perp f}$ ) menevän levyjen välisen kosketuksen kautta, vaan hitsi on mitoitettava koko normaalivoimalle.

Tällöin jännityskomponentit ovat nyt:

- $\sigma_{\perp f}$  on hitsin ja levyn liitospintaa vastaan kohtisuora jännitys
- $\sigma_{\parallel f}$  on hitsin suuntainen normaalijännitys
- $\tau_{\perp f}$  on hitsin ja levyn liitospinnalla vaikuttava hitsiä vastaan kohtisuora leikkausjännitys ja
- $\tau_{\parallel f}$  on hitsin ja levyn liitospinnalla vaikuttava hitsin suuntainen leikkausjännitys.



Kuva 6.19 Pienahitsin tarkasteltavat komponentit väsymimitoituksessa [Kuva 5.1/EN1993-1-9].

Väsymimitoituksessa tarkasteltavat pienahitsin jännityskomponentit ovat:

- normaalijännitys hitsin suuntaa vastaan kohtisuoraan:

$$\sigma_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2} \quad (6.130)$$

- leikkausjännitys hitsin suuntaan:

$$\tau_{wf} = \tau_{\parallel f} \quad (6.131)$$

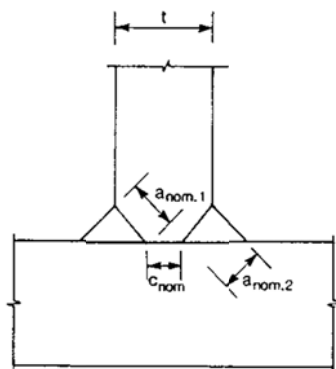
Edellisen mukaan, kuten staattisessa mitoituksessa, väsymistarkastelussa ei rakenteessa vaikuttava hitsin pituussuuntainen normaalijännitys ole mukana tarkastelussa.

Perusaineen tarkasteltavat jännitykset väsytykselle ovat  $\sigma$  ja  $\tau$ .

#### 6.1.4.2.2 Päittäishitsi

Liitettäessä levyjä toisiinsa ns. täyttä ainetta vastaavalla päittäishitsillä, ei itse hitsiä tarvitse mitoitaa, mutta hitsiä valmistettaessa pitää käyttää lisäaineita ja hitsausmenetelmiä, jotka tuottavat lujuusominaisuuksiltaan vähintään heikomman liitettävän teräsosan materiaalia vastaavan hitsiliitoksen.

Jos T-liitoksessa käytetään kahta vastaiselta puolelta hitsattua V-hitsiä siten, että liitettävä levy ei tule läpihitsattua, voidaan V-hitsin päälle hitsattua pienahitsiä käyttää hyväksi. Jos kummankin puolen hitsin  $a$ -mitta (V-hitsi + pienahitsi, katso kuva 6.20) on vähintään puolet liitettävän levyn paksuudesta, voidaan hitsin katsoa olevan täyttä ainetta vastaava päittäishitsi. Tällöin saa hitsaamattoman juuriosan leveys olla kuitenkin korkeintaan viidesosa liitettävän levyn paksuudesta, mutta ei suurempi kuin 3 mm. Voimakkaasti väsytytkuormitetuissa osissa ei kuitenkaan saa käyttää osittain läpihitsattua päittäishitsiä.



Kuva 6.20 T-liitoksen molemmat puoliset V- ja pienahitsit [Kuva 4.6/EN1993-1-8]

Jos edellä esitetyt ehdot eivät täyty, mitoitetaan hitsi kuten pienahitsi tunkeuma hyväksikäyttämällä (kuva 6.18) tai ilman tunkeuman hyväksikäyttöä (kuva 6.17).

Väsymismitoituksessa päittäishitsien jännitykset lasketaan samalla tavalla kuin staattisessa mitoituksessa. Läpihitsattujen päittäishitsien yhteydessä väsymistarkastelu suoritetaan kuitenkin pelkästään perusaineessa vaikuttaville jännityksille.

#### 6.1.4.2.3 Asennushitsit

Asennushitseillä tarkoitetaan työmaalla asennuslohkoja toisiinsa liitettäessä käytettäviä hitsejä.

Asennushitsit voivat olla sekä piena- että päittäishitsejä (V-, X- jne. hitsejä) ja ne mitoitetaan samalla tavalla kuin konepajalla tehtävät rakenteen hitsit.

### 6.1.5 Ruuviliitokset

#### 6.1.5.1 Ruuviluokat

Ruuviliitokset luokitellaan toimintatapansa mukaan luokkiin A...E, jotka on esitetty taulukossa 6.14.

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

*Taulukko 6.14 Ruuviliitosten luokittelu [taulukko 3.2/EN1993-1-8]*

Luokka	Mitoitusehdot	huomautuksia
<b>Leikkausliitos</b>		
A reunapuristus	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitystä ei vaadita. Lujuusluokan 4.6 ...10.9 ruuvit.
B liukumaton KRT:ssä	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Esijännitetyt 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys KRT:ssä, katso 6.1.5.3.
C liukumaton MRT:ssä	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Esijännitetyt 8.8 tai 10.9 ruuvit. Liukumiskestävyys KRT:ssä, katso 6.1.5.3. $N_{net,Rd}$ katso kohta 6.1.1.5.
<b>Vedetty liitos</b>		
D esijännittämätön	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Esijännitystä ei vaadita. Lujuusluokan 4.6 ... 10.9 ruuvit. $B_{p,Rd}$ katso taulukko 6.18.
E esijännitetty	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	esijännitetyt 8.8 tai 10.9 ruuvit. $B_{p,Rd}$ katso taulukko 6.18.
Mitoitusvetovoiman $F_{t,Ed}$ tulee sisältää ruuviliitoksessa mahdollisesti syntyvät vipuvoimat, katso kohta 6.2.4 / SFS-EN 1993-1-8. Ruuvien, joita rasittaa sekä leikkaus- että vetovoima, tulee täyttää myös taulukon 6.18 ehdot.		

Liitoksissa käytettävien pulttien tulee olla SFS-EN 1090-2 referenssiryhmän 4 mukaisia ja pulttien tulee olla myötö- ja murtolujuudeltaan olla taulukon 6.15 mukaisia (vrt. kohta 3.5).

Siltojen kantavien rakenteiden liitoksissa tulee aina olla vähintään 2 ruuvia.

*Taulukko 6.15 Ruuvien materiaalin myötö- ja murtolujuudet  $f_{yb}$  ja  $f_{ub}$  [taulukko 3.1/EN1993-1-8]*

Ruuviluokka	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Pysyvien siltarakenteiden ruuviliitoksissa käytetään vain lujuusluokkien 8.8 tai 10.9 ruuveja. Tilapäisissä tai ei-kantavissa rakenneosissa voidaan käyttää myös lujuudeltaan heikompia ruuveja. Ruuvit mutterit ja aluslevyt eivät saa olla sähkösinkittyjä. Kuumasinkittyjä kiinnitystarvikkeita käytettäessä ruuvien, mutterien ja aluslevyjen pitää olla saman valmistajan tuotteita ja kuumasinkitsemiä tai kuumasinkityksen tulee olla kiinnitystarvikkeiden valmistajan hyväksymässä laitoksessa ja hyväksymällä tavalla suoritettu.

Esijännitetyissä ruuviliitoksissa käytettävien ruuvien ja muttereiden tulee olla standardien SFS-EN 14399-3, -4, -7, -8 ja -10 ja aluslaattojen standardien SFS-EN 14399-5 ja -6 mukaisia. Esijännitettyjen ruuvien esijännittämisen tulee tapahtua standardin SFS-EN 1090-2 mukaan.

Ankkuripulttien materiaalin tulee olla joko standardisarjan SFS-EN 10025 mukaista rakenneterästä standardin SFS-EN 1993-1-8 mukaisen referenssiryhmän 4 mukaisia ruuveja tai standardin SFS-EN 10080 mukaista betoniterästä. Teräksen myötöraja ei kuitenkaan saa olla suurempi kuin 640 MPa, jos ankkuripultit suunnitellaan ottamaan leikkausvoimia. Suunniteltaessa ankkuripultteja vain vetovoimille, voi pulttiteräksen myötöraja olla korkeintaan 900 MPa.

#### **6.1.5.2     *Ruuvien sijoittelu ja ruuvien reiät***

Ruuviliitosten ruuvien pienimmät ja suurimmat reuna- ja keskinäiset etäisyydet on esitetty taulukossa 6.16. Taulukon arvoihin annetaan tarkennuksia jäljempänä tässä kappaleessa.

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

*Taulukko 6.16 Ruuvien pienimmät ja suurimmat reuna- ja keskiöetäisyydet [taulukko*

*3.3/EN1993-1-8]*

Etäisyydet ja sijoittelu katso kuva 6.21	Pienin	Suurin <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Rakenteet valmistettu EN 10025 mukaisesta teräksestä lukuun ottamatta terästä EN 10025-5		Rakenteet valmistettu EN 10025-5 mukaisesta teräksestä
		Teräs alttiina säälle tai muulle korroosion aiheuttajalle	Teräs ei alttiina säälle tai muulle korroosion aiheuttajalle	Terästä ei suojattu
Etäisyys liitettävän levyn päästä $e_1$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40 \text{ mm}$		$\max(8 \cdot t; 125) \text{ mm}$
Etäisyys liitettävän levyn reunasta $e_2$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40 \text{ mm}$		$\max(8 \cdot t; 125) \text{ mm}$
Pitkän reiän etäisyys liitettävän levyn reunasta $e_3$	$1,5 \cdot d_0$ <sup>4)</sup>			
Pitkän reiän etäisyys liitettävän levyn päästä $e_4$	$1,5 \cdot d_0$ <sup>4)</sup>			
Etäisyys $p_1$	$2,2 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200) \text{ mm}$	$\min(14 \cdot t; 200) \text{ mm}$	$\min(14 \cdot t; 175) \text{ mm}$
Etäisyys $p_{1,0}$		$\min(14 \cdot t; 200) \text{ mm}$		
Etäisyys $p_{1,i}$		$\min(28 \cdot t; 400) \text{ mm}$		
Etäisyys $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200) \text{ mm}$	$\min(14 \cdot t; 200) \text{ mm}$	$\min(14 \cdot t; 175) \text{ mm}$

<sup>1)</sup> Ruuvien pää- ja reunaetäisyyksien suurinta arvoa ei ole rajoitettu, paitsi:

- puristetuissa liitoksissa korroosion tai paikallisen nurjahduksen vuoksi;
- vedetyissä liitoksissa korroosion vuoksi.

<sup>2)</sup> Levyn paikallinen nurjahduskestävyys kahden liittimen välillä tarkastetaan kohdan 6.1.2.1 mukaan käyttäen nurjahduspituudelle arvoa  $0,6 \cdot p_1$ . Tarkastusta ei tarvitse tehdä, jos  $p_1/t \leq 9 \cdot \varepsilon$ . Reunaetäisyyden tulee täyttää edellä taulukossa 6.9 tasaisesti puristetulle taso-osalla annettu ehto (c/t). Päätyetäisyydelle ei tällöin ole merkitystä.

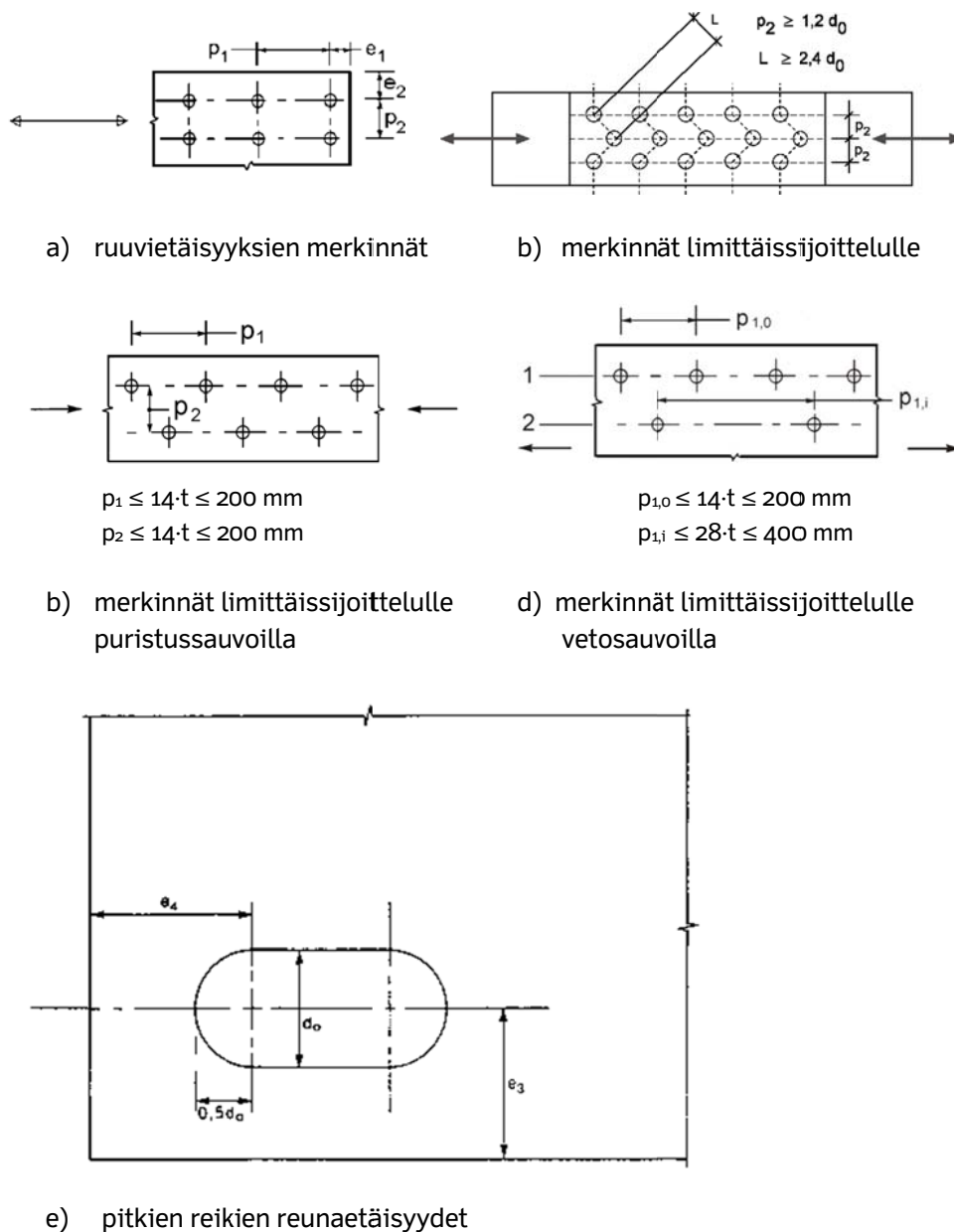
<sup>3)</sup>  $t$  on ohuimman uloimman liitettävän levyn paksuus.

<sup>4)</sup> Pidennettyjen reikien suurimmat mitat on annettu taulukossa 6.17.

<sup>5)</sup> Kun ruuvirivit on porrastettu (kuva 6.21 vaihtoehto b) pienin ruuvien keskinäinen etäisyys kussakin rivissä on  $p_2 = 1,2 \cdot d_0$ , tällöin kuvan mukaisen etäisyyden  $L$  tulee olla suurempi kuin  $2,4 \cdot d_0$ .



Taulukkoon 6.16 liittyvät symbolit on esitetty kuvassa 6.21.



Kuva 6.21 Ruuvien sijoitteluun (taulukon 6.16 mukaan) liittyvät symbolit [Kuva 3.1/EN1993-1-8]

Huom! Väsytskuormitetuissa rakenteissa tulee olla voimassa taulukosta 6.16 poiketen:

- $e_1 \geq 1,5 \cdot d$
- $e_2 \geq 1,5 \cdot d$
- $p_1 \geq 2,5 \cdot d$  ja
- $p_2 \geq 2,5 \cdot d$ .

Ruuvien reikien välykset voivat olla taulukon 6.17 mukaisia.

Taulukko 6.17 Ruuvien ja niveltappien nimellisivälykset [Taulukko 11/EN1090-2]

Ruuvien tai niveltapin nimellishalkaisija (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27 ja yli
Normaalit pyöreät reiät <sup>a</sup>	1 <sup>b c</sup>		2					3
Ylisuuret pyöreät reiät	3		4				6	8
Lyhyet pidennetyt reiät (pituudelle) <sup>d</sup>	4		6				8	10
Pitkät pidennetyt reiät (pituudelle) <sup>d</sup>	1,5 d							

<sup>a</sup> Torneille, mastoille ja vastaaville sovellutuksille normaalien pyöreiden reikien nimellisivälystä pienennetään 0,5 mm, ellei erikseen toisin esitetä.

<sup>b</sup> Pinnoitetuille kiinnittimille 1 mm:n nimellisivälystä voidaan suurentaa kiinnittimen pinnoitteen paksuuden verran.

<sup>c</sup> Ruuveille, joiden nimellishalkaisija on 12 tai 14 mm ja uppokantaruuveille voidaan käyttää myös 2 mm:n välystä standardissa SFS-EN 1993-1-8 esitettyjä ehtoja noudattaen .

<sup>d</sup> Pidennetyissä rei'issä ruuvien nimellisivälyksen tulee leveyssuunnassa olla sama kuin normaaleilla pyöreillä rei'illä

**Huom!** Ruuvien leikkauskestävyytenä voidaan käyttää taulukon 6.18 mukaisia arvoja vain, mikäli ruuvien reiät täyttävät taulukossa 6.17 esitetyt ehdot ja taulukon arvoista poiketen B- tai C-luokan ruuviliitoksissa reiät ovat korkeintaan 1 mm ruuvien halkaisijaa suuremmat.

Soviteruuveille reiän nimellishalkaisijan tulee olla yhtä suuri kuin ruuvien varren nimellishalkaisija.

### 6.1.5.3 Ruuviliitosten mitoitus

Ruuvit mitoitetaan taulukon 6.18 mukaisesti.

Esijännitettyjen ruuvien esijännityksen mitoitusarvona käytetään

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M7} \quad (6.132)_{[3.1/EN1993-1-8]}$$

Mitoitettaessa ruuviluokkia B ja C liukumiselle, esijännitysvoimalle käytetään kaavan 6.132 mukaista arvoa ilman osavarmuyslukua  $\gamma_{M7}$

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (6.133)_{[3.7/EN1993-1-8]}$$

Taulukko 6.18 Ruuviliitosten yksittäisten ruuvien kestävyys leikkaukselle ja/tai vedolle [Taulukko 3.4/EN1993-1-8]

Murtumistapa	Ruuvit	Niitit
Leikkauskestävyys leikkauspinta kohti	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- jos leikkautuminen tapahtuu ruuvin kierteellisellä osalla, <math>A</math> on ruuvin vetopoikkileikkausala <math>A_s</math> ja</li> <li>- <math>\alpha_v = 0,6</math> lujuusluokille 4.6, 5.6 ja 8.8:</li> <li>- <math>\alpha_v = 0,5</math> lujuusluokille 4.8, 5.8, 6.8 ja 10.9</li> <li>- jos leikkautuminen tapahtuu ruuvin kierteettömällä osalla, <math>A</math> on ruuvin varren poikkileikkausala ja <math>\alpha_v = 0,6</math></li> </ul>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0}{\gamma_{M2}}$
Reunapuristuskestävyys <sup>1)</sup> , 2), 3)	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$ <p>jossa <math>\alpha_b = \min(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0)</math>;</p> <p>voiman suunnassa:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- päätyruuveille: <math>\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}</math>; sisäruuveille: <math>\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}</math></li> </ul> <p>kohtisuoraan voimaa vastaan:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- päätyruuveille: <math>k_1 = \min(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5)</math></li> <li>- muille ruuveille: <math>k_1 = \min(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5)</math></li> </ul>	
Vetokestävyys <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>jossa <math>k_2 = 0,63</math> uppokantaruuveille, <math>k_2 = 0,90</math> muille ruuveille.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0}{\gamma_{M2}}$
Läpileikkautumiskestävyys	$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{M2}$	ei tarvitse tarkistaa
Kestävyys vedolle ja leikkaukselle	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

<sup>1)</sup> Ruuvien reunapuristuskestävyys  $F_{b,Rd}$

- ylipitkissä (ks. taulukko 11, SFS-EN 1090-2) rei'issä 80 % normaalien reikien ruuvien reunapuristuskestävyydestä.
- pidennetyissä (ks. taulukko 11, SFS-EN 1090-2) rei'issä 60 % normaalien reikien ruuvien reunapuristuskestävyydestä, jos voima vaikuttaa kohtisuoraan reiän suuntaa vastaan.

<sup>2)</sup> Uppokantaruuveista:

- reunapuristuskestävyys  $F_{b,Rd}$  lasketaan levyn paksuudelle vähennettynä kannan upotussyvyyden puolikkaalla.
- mikäli upotuksen kulma ja syvyys on standardin SFS-EN 1993-1-8 kohdan 1.2.4 viite-standardiryhmässä esitetyn mukainen,  $k_2 = 0,90$ , muutoin  $k_2 = 0,63$ .

<sup>3)</sup> Kun voima ei vaikuta liittoksen suunnassa, reunapuristuskestävyys voidaan todeta erikseen liittoksen suunnassa ja sitä vastaan kohtisuorassa suunnassa.

C-luokan ruuviliitokselle liukumiskestävyyden arvo ruuvia kohti saadaan kaavalla

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3} \quad (6.134)_{[3.6/EN1993-1-8]}$$

B-luokan ruuviliitokselle kaavalla

$$F_{s,Rd,ser} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3,ser} \quad (6.135)$$

joissa

- $n$  on kitkapintojen lukumäärä
- $\mu$  on kitkakerroin.

Liukumiskestävyyden kaavoissa 6.134 - 6.137 olevalle kitkakertoimelle  $\mu$  käytetään taulukon 6.19 arvoja ja kertoimelle  $k_s$  käytetään taulukon 6.20 arvoja.

Taulukko 6.19 Ruuviliitosluokkien B ja C kitkakertoimet  $\mu$  [Taulukko 18/EN1090-2]

Pintakäsittely	Luokka	Kitkakerroin $\mu$
Pinnat, joilta irtonainen ruoste on poistettu hiekka- tai teräsräpuhalluksella, ei pistemäisiä syöpymiä.	A	0,50
Hiekalla tai teräsrakeilla puhalletut pinnat: a) alumiini- tai sinkkipohjaisella tuotteella ruiskupäällystetty pinta; b) alkali- tai alkali-sinkkimaali, jonka paksuus on 50 $\mu\text{m}$ - 80 $\mu\text{m}$	B	0,40
Teräsharjalla tai liekkipuhalluksella puhdistetut pinnat, irtonainen ruoste poistettu	C	0,30
Käsittelemättömät pinnat	D	0,20

Taulukko 6.20 Kaavojen 6.134–6.137 kertoimen  $k_s$  arvot [Taulukko 3.6/EN 1993-1-8]

Kuvaus	$k_s$
Ruuvit normaaleissa pyöreissä rei'issä.	1,0
Ruuvit joko ylisuurissa pyöreissä rei'issä tai lyhyissä pidennetyissä rei'issä reiän suunnan ollessa kohtisuoraan vaikuttavaa voimaa vastaan.	0,85
Ruuvit pitkissä pidennetyissä rei'issä reiän suunnan ollessa kohtisuoraan vaikuttavaa voimaa vastaan.	0,7
Ruuvit lyhyissä pidennetyissä rei'issä reiän suunnan ollessa vaikuttavan voiman suuntainen.	0,76
Ruuvit pitkissä pidennetyissä rei'issä reiän suunnan ollessa vaikuttavan voiman suuntainen.	0,63

Jos ruuviluokan B tai C ruuviliitoksiin vaikuttaa myös vetävä normaalivoima, lasketaan ruuviliitoksen liukumiskestävyys C-luokan ruuville kaavasta

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed}) / \gamma_{M3} \quad (6.136)_{[3.8b/EN1993-1-8]}$$

ja B-luokan ruuville kaavasta

$$F_{s,Rd,ser} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,ser}) / \gamma_{M3,ser} \quad (6.137)_{[3.8a/EN1993-1-8]}$$

Soviteruuvit mitoitetaan kuten normaalimittaisissa rei'issä olevat ruuvit. Ruuvien kierteinen osa ei kuitenkaan saa tällöin ulottua ruuvin leikkautumispoikkileikkaukseen. Kierteinen osa saa ulottua liitettävien levyjen kohdalle korkeintaan kyseisen levyn paksuuden kolmasosan verran ja tämä osuus on jätettävä huomioonottamatta ruuvin reunapuristuskestävyyttä laskettaessa.

Jos ruuviliitos on yksileikkeinen ja siinä on vain yksi ruuvirivi liitosta rasittavaa voimaan nähden kohtisuorassa suunnassa, tulee liitoksessa käyttää aluslevyä sekä kannan että mutterin alla. Jos liitoksessa käytetään lujusluokan 8.8 tai 10.9 ruuveja, tulee aluslevyjen olla karkaistuja. Lisäksi jokaisen ruuvin reunapuristuskestävyyttä laskettaessa taulukon 6.18 mukaisten kertoimien  $k_1$  ja  $a_b$  tulolle käytetään arvoa 1,5.

Silloissa käytettävien rakenteellisten ruuvien nimellishalkaisijan tulee olla vähintään 12 mm. Jos M12 tai M14 ruuveille käytetään taulukon 6.17 alaviitteen c mukaisia 2 mm:n välyksellä olevia reikiä, voidaan ruuvit mitoittaa taulukon 6.18 mukaisesti, jos ruuvikokoonpanon yhteenlaskettu reunapuristuskestävyys on suurempi kuin leikkauskestävyys. Lisäksi aina, kun ruuvit ovat materiaaaliltaan 4.8, 5.8, 6.8 tai 8.8, tulee ruuvien taulukon 6.18 mukaan laskettu leikkauskestävyys kertoa kertoimella 0,85.

Käytettäessä ruuviliitoksessa täytelevyjä, joiden paksuus on suurempi kuin ruuvin halkaisijan kolmannes kerrotaan taulukon 6.18 mukaan laskettu ruuvin leikkauskestävyys kertoimella

$$\beta_p = 9 \cdot d / (8 \cdot d + 3 \cdot t_p), \quad (6.138)_{[3.3/EN1993-1-8]}$$

jossa

- $t_p$  on täytelevyn paksuus. (vrt. SFS-EN 1993-1-8 kuva 3.4)

Jos liitoksen molemmiin puolin on täytelevy, käytetään kaavassa paksumman levyn paksuutta.

Ruuviliitoksen ei yleensä oleteta toimivan yhtäaikaaisesti minkään muun liitostyyppin kanssa. Poikkeuksena tästä säännöstä C-luokan ruuviliitoksen voidaan laskea toimivan yhdessä hitsiliitoksen kanssa, jos hitsiliitos on tehty ennen ruuviliitoksen esijännittämistä ja kysymyksessä on ajoneuvoliikenteen tai kevyen liikenteen silta.

Mitoitettaessa sovite- tai muita ruuveja väsytykselle veto- ja leikkausjännitys lasketaan varren teholliselle poikkileikkausalalle, joka on vedolle aina kierteisen osan sydänpoikkileikkausala ja leikkaukselle yleensä varren poikkileikkausala. Itse mitoitus tapahtuu kohdan 6.1.6 ja standardin SFS-EN 1993-1-9 mukaan. Kyseisen standardin taulukossa 8.1 on esitetty liitettävien rakenteiden ja liitoslevyjen väsymisluokat (tapaukset 8...13) sekä itse ruuvin väsymisluokka vedolle (tapaus 14, vrt. kohta 6.1.6.5) ja leikkaukselle (tapaus 15). Ruuvien väsymisluokka on standar-

din mukaan vedolle 50 ja leikkaukselle 100. Lisäksi vedolle ruuvien väsymiskestävyyttä redusoidaan suuremmille kuin M30 ruuveilla kertoimella  $k_s = (30/\Phi)^{0,25}$ , jossa  $\Phi$  on ruuvien nimellishalkaisija.

Jos ruuviin vaikuttaa väsyttävä normaalivoima (veto), on ruuvien oltava aina esijännitetty luokan E ruuvi ja sen lujuusluokka 10.9. Myös ruuviin mahdollisesti syntyvät vipuvoimat tulee ottaa mitoitettaessa huomioon.

Luokan A tai B ruuveja ei käytetä ajoneuvo- ja rautatieliikenteen siltojen ruuviliitoksissa, joissa leikkausvoiman suunta vaihtuu liikennekuorman vaikutuksesta. Vain sovitusruuviin käyttö on tällaisissa liitoksissa mahdollista.

#### **6.1.5.4 Asennusjatkokset**

Ruuviliitoksina toteutetut asennusjatkokset mitoitetaan kuten normaalit ruuviliitokset.

### **6.1.6 Väsyminen**

#### **6.1.6.1 Väsymisilmiöön vaikuttavat tekijät**

Teräsrakenteiden väsymisikään voidaan vaikuttaa rakenteiden suunnittelussa lähinnä seuraavilla tavoilla.

- liitosten ja rakenneyksityiskohtien oikeaoppisella muotoilulla
- rakenteeseen syntyvän jännitysvaihtelun rajoittamisella
- materiaaliominaisuuksien oikealla valinnalla
- ympäristöolosuhteiden huomioonottamisella

Merkittävimmin voidaan rakenteen väsymiskestävyyteen suunnittelussa vaikuttaa muotoilemalla rakenteen yksityiskohdat juoheviksi ilman yht'äkkisiä poikkileikkauksen muutoksia ja hitsit perusaineeseen ilman epäjatkuvuuskohtia liittyviksi sekä sijoittamalla liitos- ja epäjatkuvuuskohdat muualle kuin suurimpien jännitysvaihtelujen alueelle.

Kuoppakorroosiolla on merkittävä vaikutus rakenteen väsymiskestävyyteen. Tämän vuoksi korroosionestomaalauksella ja rakenteiden muotoilulla on varmistettava, etteivät lika ja vesi pääse kertymään rakenteen pinnoille. Koska ruostumisen lovivaikutus korostuu säänkestävillä teräksillä, on niiden väsymislukujen valinnalle asetettu erittäin rajoituksia (ks. kappale 6.1.6.5). Lisäksi suolauksen käyttö tai merelliset olosuhteet asettavat tiettyjä rajoituksia säänkestävän teräksen käytölle.

Rakenteen käyttölämpötilalla on oleellinen vaikutus rakenteen väsymiskestävyyteen. Lämpötila ei kuitenkaan ole varsinaisena parametrina mukana väsymismitoituksessa, vaan sen vaikutus otetaan huomioon materiaaliominaisuuksien tarkoituksenmukaisella valinnalla (ks. kappale 3.3).

### 6.1.6.2 Väsymismitoituksessa käytettävät kuormat ja kuormitusyhdistelmät

#### 6.1.6.2.1 Ajoneuvoliikenteen sillat

Standardissa SFS-EN 1991-2 (kappale 4.6) ja Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI1 (kappale B.4.6) esitetään ajoneuvoliikenteen silloille viisi erilaista väsytytkuormakaaviota FLM 1...FLM 5.

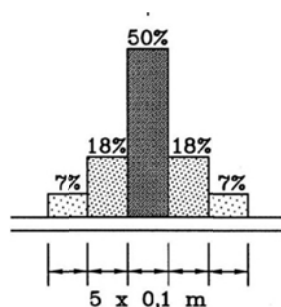
Väsymismitoituskaaviolla FLM 1 voidaan tarkastaa onko tutkittavan detaljin väsymisikä rajaton. Väsymismitoituskaaviota FLM 2 ei saa käyttää Suomessa.

Tämän ohjeen kappaleissa 6.1.6.3.1 ja 6.1.6.3.2 on esitetty väsymistarkastelu ekvivalenttia vauriokerrointa käyttäen. Eurokoodeissa suositellaan ko. mitoitustavan (FLM 3) käyttämistä.

Kappaleissa 6.1.6.4 on esitetty ohjeita väsymismitoitukseen Eurokoodin väsytytkuormakaavioilla FLM 4 ja FLM 5 (Miner-sääntö). Kuormakaavioilla FLM 4 ja FLM 5 mitoitettaessa on sovittava Liikenneviraston kanssa erikseen käytettävistä todellista liikennettä kuvaavista liikennekuormista ja niiden jakaumista. Kuormakaavioita FLM 4 ja FLM 5 voidaan soveltaa erityisesti tarkasteltaessa olemassa olevien siltojen jäljellä olevaa käyttöikää.

Väsytytkuormakaavioita FLM1 ja FLM3 käytettäessä määritetään kuormakaavioiden aiheuttamat maksimi- ja minimijännitykset tutkittavaan detailjiin. Väsytytkuormakaavioita FLM 4 ja FLM 5 käytettäessä määritetään Miner-säännön tarkastamista varten sillan suunnitellun käyttöiän aikana esiintyvän liikenteen aiheuttama jännitysvaihtelujen spektri tutkittavassa detailjissa.

Normaalisti väsytytkuormakaavioiden mukaisten mitoitusajoneuvojen katsotaan kulkevan ajokaistan keskilinjalla. Tarpeen vaatiessa (esim. ortotrooppikannella) otetaan huomioon ajoneuvojen epäkeskisyys kaistan keskeltä oheisen kuvan 6.24 jakauman mukaisesti.



Kuva 6.22 Ajoneuvon poikittaisen sijainnin jakautuma ajokaistan keskilinjansuhteen<sup>[kuva 4.6/EN1991-2]</sup>

**6.1.6.2.2 Rautatieliikenteen sillat**

Rautatieliikenteen silloilla väsymistarkasteluja varten ei ole erityisiä kuormakäyriä, vaan tarkasteluissa käytetään rautatieliikenteen kaaviota LM71-22,5 ja jatkuville silloilla SW0-22,5 (hankekohtaisesti SW2). Tarkasteluissa käytetään dynaamisella suurennuskertoimella kerrottuja kaavioiden ominaisarvoja.

Standardissa on määritetty kolme sekaliikennetyyppiä: "vakioliikenne", "liikenne 250 kN akselien" tai "kevyt sekaliikenne", mutta normaalisti tarkastelu suoritetaan käyttäen vain liikenteen määrää 25 miljoonaa tonnia / vuosi, joka on oletettu liikenteen määrä jokaiselle sekaliikennetyypille.

Väsymistarkasteluissa otetaan huomioon pystysuorat kuormat dynaamisine vaikutuksineen ja keskipakokuormat. Pituussuuntaiset liikennekuormat ja sivusysäys voidaan yleensä jättää huomioon ottamatta.

Väsymismitoitukseen käytettävät kuormat on esitetty tarkemmin Liikenneviraston sovellosohjeessa Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1 (B.6.9) ja standardin SFS-EN 1991-2 kohdassa 6.9.

**6.1.6.2.3 Väsymismitoituksessa käytettävät kuormitusyhdistelmät**

Jännitysvaihteluvälejä laskettaessa perustilanteena pidetään alla olevan kaavan mukaista käyttörajatilan kuormitusilannetta (perusyhdistelmä/tyhjä silta).

$$E_d = G_{\max} \text{ (tai } G_{\min}) + 1.0 \cdot (\text{tai } 0) \cdot S \pm 0.6 \cdot T_k \quad (6.139)_{[\text{vrt. 6.8.3/EN1992-1-1}]}$$

jossa

- $G_{\max}$  ja  $G_{\min}$  ovat pysyvien kuormien suurin ja pienin arvo
- $S$  on betonin kutistuma liittorakenteilla
- $T_k$  on lämpötilan muutos

Kaavassa 6.139 lämpötilakuorman merkki ja tukipainuman esiintyvyys valitaan siten, että ne aiheuttavat tarkasteltavaan poikkileikkauksen kohtaan mitoituksen kannalta epäedullisen jännityksen. Näin saatuihin jännityksiin lisätään väsyttävän liikennekuorman aiheuttama vastaava voimasuureen/jännityksen suurin ja pienin arvo. Saatua jännitysvaihteluväliä ( $\Delta\sigma$ ,  $\Delta\tau$ ) käytetään lopullisessa väsymismitoituksessa.

**6.1.6.3 Väsymistarkastelut ekvivalenttia vauriokerrointa käyttäen (FLM 3)****6.1.6.3.1 Tarkastelun periaate**

Väsymiskestävyys tarkistetaan normaalijännitykselle ehdosta

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (6.140)_{[9.7/EN1993-2]}$$



ja leikkausjännitykselle ehdosta

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2} \leq \frac{\Delta \tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad (6.141)_{[9.8/EN1993-2]}$$

joissa

- $\Delta \sigma_{E,2}$  ja  $\Delta \tau_{E,2}$  ovat vaurion suhteen ekvivalentit vakioamplitudiset jännitysvaihteluvälit kuormanvaihtoluvun ollessa  $2 \times 10^6$ .
- $\Delta \sigma_c$  ja  $\Delta \tau_c$  ovat väsymiskestävyyden viitearvoja kuormanvaihtoluvun ollessa  $2 \times 10^6$ .
- $\gamma_{Ff} = 1,0$  on ekvivalenttien vakioamplitudisten jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku ja
- $\gamma_{Mf}$  on väsymislujuuksien  $\Delta \sigma_c$  ja  $\Delta \tau_c$  osavarmuusluku, ks. taulukko 6.21

Jos sekä normaalijännityksen että leikkausjännityksen jännitysvaihtelut tapahtuvat yhtäaikaaisesti samassa ortotrooppikannen rakenneyksityiskohdassa (standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukot 8.8 ja 8.9), tarkastetaan niiden yhteisvaikutus kohdassa 6.4.3 esitettyllä kaavalla 6.179.

Kaavojen 6.140 ja 6.141 oikea puoli kerrotaan rakenneosan levypaksuuden tai sovituvirheen huomioonottamalla kertoimella  $k_s$ , jonka kaava on esitetty standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukoissa 8.1...8.3 ao. rakenneyksityiskohtaan liittyen.

Vaurion suhteen ekvivalentit vakioamplitudiset jännitysvaihteluvälit  $\Delta \sigma_{E,2}$  ja  $\Delta \tau_{E,2}$  kuormanvaihtoluvun ollessa  $2 \times 10^6$  lasketaan kaavoista

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta \sigma_p \quad (6.142)_{[9.2/EN1993-2]}$$

$$\Delta \tau_{E2} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta \tau_p \quad (6.143)$$

joissa

- $\lambda$  on ekvivalentti vauriokerroin (Tieliikenteen silloilla ks. 6.1.6.3.2 ja Rautatieliikenteen silloilla ks. 6.1.6.3.3), jolla käytettävän väsytytkuormakaavion perusteella saatu jännitysvaihteluväli korjataan todellisen liikenteen aiheuttamaksi jännitysvaihteluväliksi vastaten vakioamplitudista jännitysvaihteluväliä kuormanvaihtoluvun ollessa  $2 \times 10^6$
- $\phi_2$  on sysäyskerroin/dynaaminen suurennuskerroin (Tieliikenteen silloilla ks. kaava 6.148 ja rautatieliikenteen silloilla ks. kaava 6.154)
- $\Delta \sigma_p$  ja  $\Delta \tau_p$  ovat normaali- ja leikkausjännityksen vaihteluvälit väsyttävästä kuormakaaviosta ottaen poikkileikkausarvojen laskennassa huomioon mahdolliset reikä- ym. vähennykset (nettopoikkileikkaus, esijännitetyillä ruuviliitoksilla jännityksiä laskettaessa voidaan käyttää kuitenkin brutto-poikkileikkausarvoja).

Jännitysvaihteluvälien arvot  $\Delta \sigma_p$  ja  $\Delta \tau_p$  lasketaan kohdassa 6.1.6.2.3 esitettyllä tavalla kaavoista

$$\Delta \sigma_p = |\sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}| \quad (6.144)_{[9.1/EN1993-2]}$$

$$\Delta \tau_p = |\tau_{p,max} - \tau_{p,min}| \quad (6.145)$$

Väsymismitoitus suoritetaan yleensä käyttäen varman kestämisen periaatetta ja suuria vaurion seurauksia taulukon 6.22 mukaisesti, jolloin  $\gamma_{Mf} = 1,35$ .

Hankekohtaisesti, kun vaurioitumisen johdosta odotettavissa olevat seuraamukset ovat pieniä, voidaan Liikenneviraston luvalla käyttää alhaisempia varmuuslukuja.

Taulukko 6.21 Aineosavarmuuslukujen  $\gamma_{Mf}$  arvot väsymismitoituksessa [taulukko 3.1/EN1993-1-9]

Luotettavuustarkastelu	Vaurion seuraukset	
	Pienet	Suuret
Vaurionsietoperiaate	1,00	1,15
Varman kestämisen periaate	1,15	1,35

Jännityksiä laskettaessa käytetään poikkileikkausarvoja, joita laskettaessa on otettu huomioon sekä shear lag -ilmiön että lommahduksen vaikutukset (kaavat 6.8 ja 6.10, kuva 6.1 sekä kohta 6.1.3). Jos väsytyskuorman aiheuttamasta jännitysvaihtelusta osa on puristuspuolella, voidaan menetellä niin, että väsymistarkastelun jännitysvaihteluun otetaan mukaan vain 60 % puristuspuolella olevasta jännitysvaihtelusta. On huomattava, että tämä reduktio voidaan tehdä vain rakenne-teräkselle (ei hitsille).

Jos rakenneosaan syntyy väsytyskuorman aiheuttamia jännitysvaihteluja kahdesta eri 'lähteestä' (esimerkiksi sillassa olevan sekundäärisen pituuskannattajan tai -jäykisteen saadessa rasituksia sekä pääkannattajan osana että sekundäärisenä pituuskannattajana), lasketaan eri 'lähteistä' tulevat jännitysvaihtelut erikseen käyttäen kyseisen rakenneosan mittojen mukaan laskettuja ekvivalentin vaurio-kertoimen, dynaamisen suurennuskertoimen ja itse jännitysvaihtelun arvoja. Lopuksi kummastakin "lähteestä" tulevat ekvivalentit jännitysvaihtelut lasketaan yhteen ja saatua summaa käytetään väsymismitoituksessa, mikäli jännitykset ovat samansuuntaiset.

Lisäksi tulee tarkastaa liikennekuorman tavalliselle yhdistelmälle ehtojen:

$$\begin{aligned}
 - \quad \Delta\sigma &\leq 1,5 \cdot f_y && \text{normaalijännitykselle} \\
 \Delta\tau &\leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} && \text{leikkausjännitykselle}
 \end{aligned}
 \quad (6.146)_{[8.1/EN1993-1-9]}$$

voimassa olo.

Normaalijännitykselle ensimmäisen kaavan 6.146 mukaan asetettua  $\Delta\sigma$ -rajaa voidaan käyttää paarteen myötörajan mukaan määriteltynä myös uumalle, vaikka uuman teräksen myötöraja olisi pienempi kuin paarteen teräksellä (ns. hybridi-palkki).

Hitsien väsymistarkastelussa käytettävät jännityskomponentit on esitetty tarkemmin kohdan 6.1.4.2.1 kuvassa 6.19 ja kaavoissa 6.130 ja 6.131. Hitsien osalla ei edellä mainittua puristuspuolella olevien jännitysvaihtelujen reduktiota voida tehdä, koska hitseissä esiintyy aina jäähtymisen seurauksena merkittäviä vetojännityksiä.

Ruuviliitosten väsymistarkastelussa tarkasteltavat ruuvien ja perusaineen jännitykset on esitetty kohdassa 6.1.5.3.

Vaarnatappien ja paarteen, johon tapit on kiinnitetty, väsymistarkasteluissa tarkasteltavat jännitykset on esitetty kohdassa 6.3.2.

Väsymistarkasteluissa käytetään standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukoissa 8.1 ...8.10 esitettyä rakenneyksityiskohtien väsymissuokitusluokitusta kohdassa 6.1.6.5 esitetyn tarkennuksen / rajoituksen.

Ekvivalenttiin vauriokertoimeen perustuva menettely ei sovi ortotrooppikansien rakenneyksityiskohtien väsymismitoitukseen, vaan näitä mitoitettaessa on käytettävä jännitys-spektrin kertymään perustuvia menetelmiä (FLM 4 tai FLM 5).

#### 6.1.6.3.2 Mitoitustarkastelu ajoneuvoliikenteen silloille

Ajoneuvoliikenteen silloille, joilla jänneväli on enintään 80 metriä edellisen kohdan mukainen ekvivalentti vauriokerroin määritetään kaavasta

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \text{ mutta } \lambda \leq \lambda_{\max} \quad (6.147)_{[9.9/EN1993-2]}$$

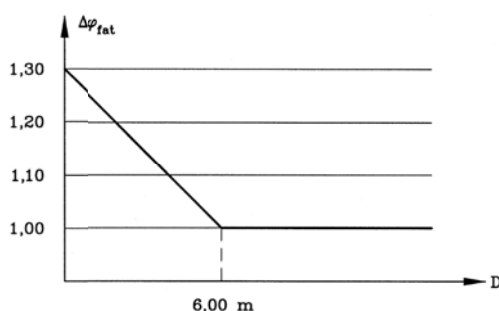
missä:

- $\lambda_1$  on liikenteen aiheuttama vauriovaikutuskerroin ja se riippuu kriittisen vaikutusviivan tai -pinnan pituudesta
- $\lambda_2$  on kerroin, joka ottaa huomioon liikenteen määrän
- $\lambda_3$  on kerroin, joka ottaa huomioon sillan suunnitellun käyttöiän
- $\lambda_4$  on kerroin, joka ottaa huomioon liikenteen muilla kaistoilla
- $\lambda_{\max}$  on  $\lambda$ :n suurin arvo, joka ottaa huomioon väsymisrajan

Vaurion suhteen ekvivalentin jännitysvaihteluvälin kaavoissa 6.142 ja 6.143 oleva sysäyskerroin otetaan ajoneuvoliikenteen silloilla huomioon liikuntasaumalaitteiden tai muiden vastaavien epäjatkuvuuskohtien läheisyydessä. Kaavan 6.150 mukaisella sysäyskertoimella  $\Delta\varphi_{fat}$  kerrotaan kaikki kuormat. Kuvassa 6.23 on esitetty sysäyskerroin graafisesti.

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{26}\right); \Delta\varphi_{fat} \geq 1 \quad (6.148)_{[4.7/EN1991-2]}$$

missä D on tarkasteltavan poikkileikkauksen etäisyys (m) liikuntasaumasta tai vastaavasta epäjatkuvuuskohtasta.



Kuva 6.23 Lisäsysäyskerroin [kuva 4.7/EN1991-2]

$\lambda_1$  määritetään kuvan 6.24 perusteella.  $\lambda_{1:n}$  määrittämiseksi vaikutusviivan tai -pinnan kriittinen pituus voidaan valita seuraavasti:

a) momentit:

- päistään nivelellisesti tuetut jänneet: jänneväli  $L_i$
- jänneen keskialueen poikkileikkaukset jatkuvissa rakenteissa, ks. kuva 6.25: tarkasteltavan jänne jänneväli  $L_i$
- tukialueen poikkileikkaukset jatkuvissa rakenteissa, ks. kuva 6.25: tuen viereisten jänneiden  $L_i$  ja  $L_j$  keskiarvo
- poikkikannattajat, jotka tukevat pituussuuntaisia sekundaaripalkkeja: sekundaaripalkin kahden viereisen jänneen summa

b) leikkaus päistään nivelellisesti tuetuille jänneille ja jatkuville jänneille:

- tukialueen poikkileikkaukset, ks. kuva 6.25: tarkasteltava jänne  $L_i$
- jänneen keskialueen poikkileikkaus, ks. kuva 6.25:  $0,4 \times$  tarkasteltava jänneväli  $L_i$ .

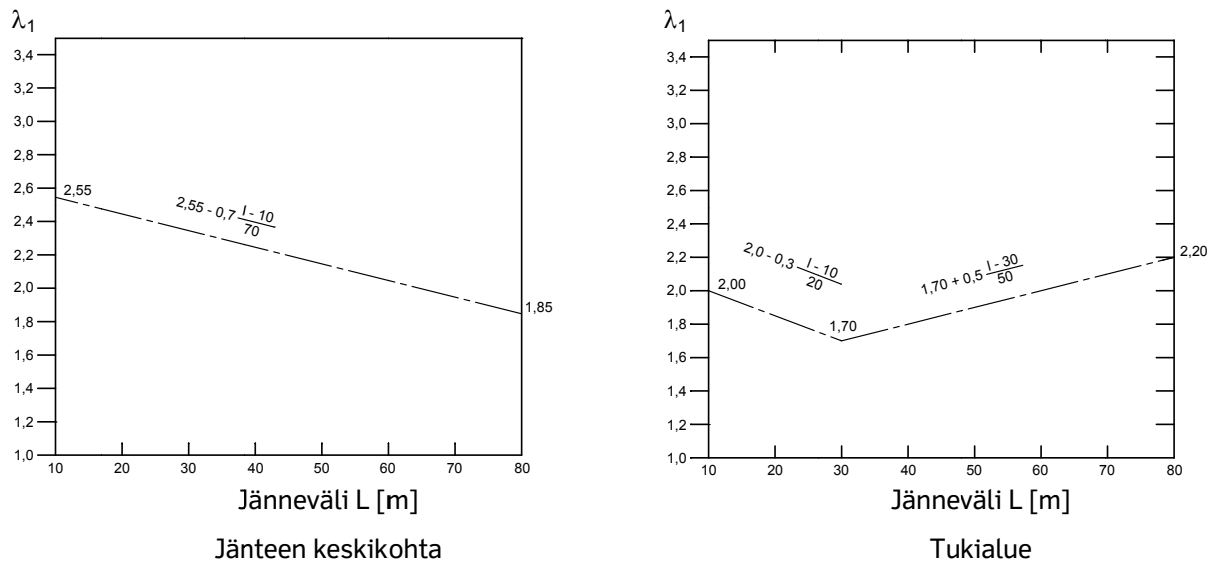
c) tukireaktiot:

- päätytuki: tarkasteltava jänneväli  $L_i$
- välituet: kahden vierekkäisen jänneen  $L_i + L_{j+1}$  summa.

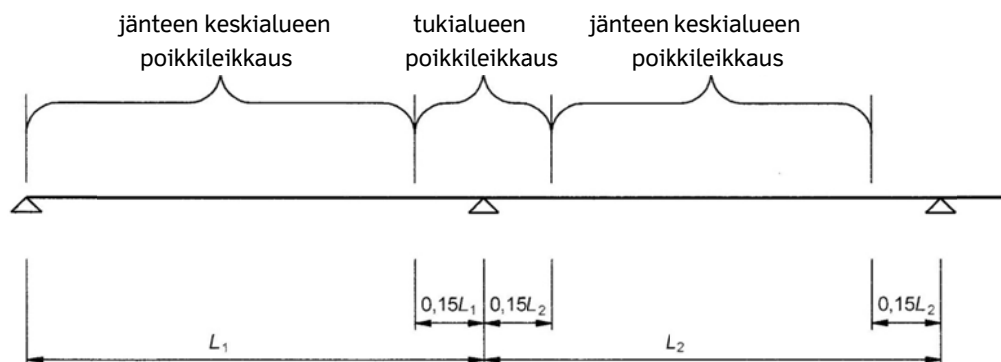
d) kaarisillat:

- riipputangot: kaksi kertaa riipputangon pituus
- kaaret: puolet kaaren jännevälistä.

Vaikka kertoimen  $\lambda_1$  kuvaajat päättyvät jännemittaan 80 metriä, voidaan kuvaajia ekstrapoloida myös tätä pidemmille jännemitoille.



Kuva 6.24 Tieliikenteen siltojen momenttien ekvivalentti vauriokerroin  $\lambda_1$ . [kuva 9.5/EN1993-2]



Kuva 6.25 Jänteen keski- ja tukialueen määritelmä [kuva 9.7/EN1993-2]

Kerroin  $\lambda_2$  määritetään liikenteen luokan ja tyyppin perusteella. Tieliikenteen luokat on esitetty taulukossa 6.22 (vrt. Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCI 1 taulukko B.4).

Taulukko 6.22 Tieliikenteen luokat[taulukko 4.5/EN1991-2]

Tieliikenteen luokan nro	Kriteerit liikenteen luokan valinnalle (suluissa esitetty raskaiden ajoneuvojen määrä/vrk/suunta sillan käyttöiän alussa)	N <sub>obs</sub> (laskennassa käytetty raskaiden ajoneuvojen määrä/vuosi/suunta)
1	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla suuntaa kohti on vähintään 2 kaistaa, joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on suuri (>1200 raskasta ajoneuvoa / vrk / suunta)	2,0·10 <sup>6</sup>
2	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla suuntaa kohti on vähintään 2 kaistaa, joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on keskimääräinen (200...1200 raskasta ajoneuvoa / vrk / suunta)	0,5·10 <sup>6</sup>
3	Päätiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (50...200 raskasta ajoneuvoa / vrk / suunta)	0,125·10 <sup>6</sup>
4	Päätiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (<50 raskasta ajoneuvoa / vrk / suunta)	0,05·10 <sup>6</sup>

Kertoimen  $\lambda_2$  arvo on laskettu valmiiksi taulukkoon 6.23, josta se voidaan valita taulukon 6.22 liikenteen luokan (= raskaan liikenteen määrä) ja liikenteen tyypin perusteella. Yleensä liikenteen luokka ja tyyppi on annettu sillan tuotevaatimuksissa.

Taulukko 6.23 Liikennemääriin pohjautuvat  $\lambda_{2,n}$  arvot Suomessa rakenneteräkselle. Suluissa arvot vaarnoille ( $\lambda_{2,v}$ ).

$\lambda_2$ ( $\lambda_{2,v}$ )	Liikenteen tyyppi (taulukko 6.24)		
Liikenteen luokat (taulukko 6.22)	Kaukoliikenne	Keskipitkä liikenne	Paikallisliikenne
1	1,22 (1,13)	1,12 (1,07)	0,87 (0,89)
2	0,93 (0,95)	0,85 (0,90)	0,66 (0,75)
3	0,70 (0,80)	0,64 (0,75)	0,50 (0,63)
4	0,59 (0,72)	0,54 (0,67)	0,42 (0,56)

Kerroin  $\lambda_3$  ottaa huomioon suunnitellun käyttöiän:

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/m} \quad (6.149)_{[9.1 / EN1993-2]}$$

jossa  $m = 5$  teräsrakenteiden ja  $m = 8$  vaarnojen väsymistä tarkasteltaessa.

Kertoimen  $\lambda_3$  arvot on esitetty taulukossa 6.24.

Taulukko 6.24  $\lambda_3$ :n arvot

	Käyttöikä						
	50	60	70	80	90	100	120
Teräs, $\lambda_3$	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04
Vaarna, $\lambda_{3,v}$	0,92	0,94	0,96	0,97	0,99	1,00	1,02

Kerroin  $\lambda_4$  ottaa huomioon muilla kaistoilla olevan raskaan liikenteen.  $\lambda_4$ :n arvona voidaan käyttää 1,0, ellei hankekohtaisesti toisin määrätä.

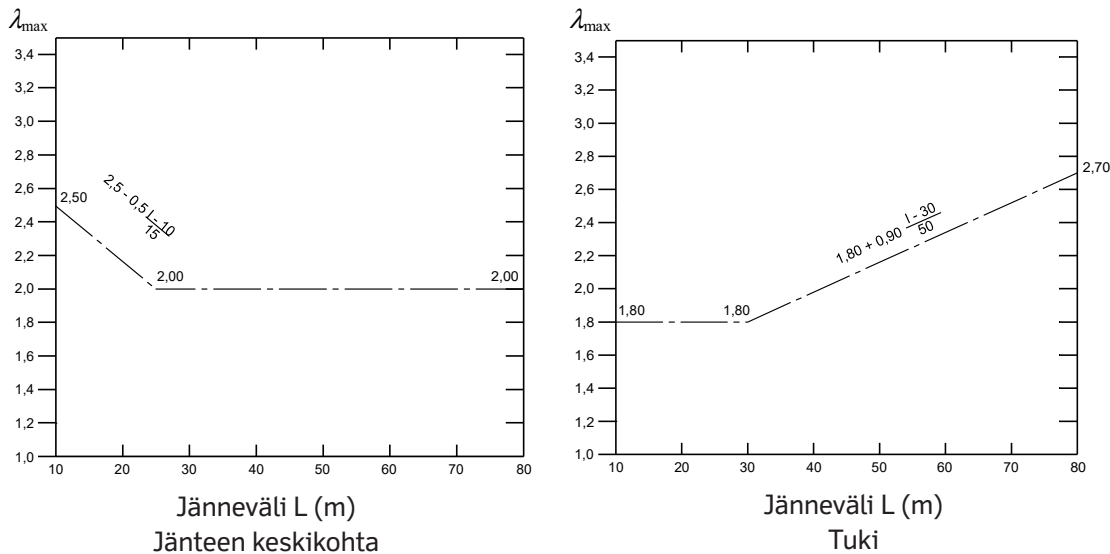
Kerroin  $\lambda_{\max}$  määritetään kyseeseen tulevan väsymistä aiheuttavan jännitysvaihteluvälien kertymän perusteella. Kertoimen  $\lambda_{\max}$  määrittämiseen käytettävät kuvaajat ja niiden kaavat on esitetty kuvassa 6.26.

Väsytytkuormakaaviota vastaavan jännitysvaihteluvälin kaavat voidaan vaurio-  
kertoimen suurinta mahdollista arvoa  $\lambda_{\max}$  käyttäen kirjoittaa muotoon

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_C / (\gamma_{M,f} \cdot \gamma_{F,f} \cdot \lambda_{\max} \cdot \Phi_2) \text{ ja} \quad (6.150)$$

$$\Delta T_p = \Delta T_C / (\gamma_{M,f} \cdot \gamma_{F,f} \cdot \lambda_{\max} \cdot \Phi_2). \quad (6.151)$$

Kaavoista saadaan väsytytkuormakaaviota vastaavan jännitysvaihteluvälin (pienin mahdollinen) arvo, jota voidaan käyttää alustavissa mitoitusarkasteluissa.



Kuva 6.26 Ajoneuvoliikenteen siltojen ekvivalentin vauriokertoimen enimmäisarvo  $\lambda_{\max}$ . [kuva 9.6/EN1993-2]

Vaarnoilte ekvivalentti jännitysvaihteluväli saadaan kaavalla

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \cdot \Delta\tau \quad (6.152)_{[6.54/EN1994-2]}$$

missä  $\lambda_v$  on ekvivalentti vauriokerroin.

Kaavan 6.148 (kuva 6.23) mukaista sysäyskerrointa käytetään myös vaarnojen ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä laskettaessa liikuntasuomalaitteiden tai vastaavien epäjatkuvuuskohtien läheisyydessä.

Kerroin  $\lambda_v$  lasketaan kaavalla

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} \quad (6.153)$$

Tiesilloissa, joiden jännemitta on enintään 100 metriä, käytetään arvoa  $\lambda_{1,v}=1,55$ .

Kertoimen  $\lambda_{2,v}$  arvo on laskettu valmiiksi taulukkoon 6.23, josta se voidaan valita taulukon 6.22 liikenteen luokan (= raskaan liikenteen määrä) ja liikenteen tyypin perusteella. Yleensä liikenteen luokka ja tyyppi on annettu sillan tuotevaatimuksissa.

Kertoimen  $\lambda_{3,v}$  arvo määritetään kuten rakenneteräkselle kaavalla 6.149 käyttäen keroimelle m arvoa 8.  $\lambda_{3,v}$  arvot esitetty taulukossa 6.24.

Kertoimelle  $\lambda_{4,v}$  voidaan käyttää arvoa 1,0.

Vaarnoilte ekvivalentin vauriokertoimen  $\lambda_{\max}$  arvona voidaan käyttää kuvan 6.26 mukaista arvoa.



### 6.1.6.3.3 Mitoitustarkastelu rautatieliikenteen sillat

Myös rautatiesilloilla ekvivalentti vauriokerroin määrätään kaavan 6.147 mukaan, jolloin kaavan ja taulukoiden pätevyysalue ulottuu 100 metrin jännemittaan saakka. Kerroin  $\lambda_4$  ottaa huomioon tapauksen, jossa sillalla on useampi kuin yksi raide. Jos sillan jännemitta on yli 100 metriä, voidaan käyttää jännemittaa 100 metriä vastaavia ekvivalentin vauriokertoimen arvoja.

Rautatiesiltaa mitoitettaessa dynaamisena suurennuskertoimen käytetään huolellisesti kunnossapidetyille raiteille (oletus) NCCI 1 kaavan B.8 (SFS-EN 1991-2 kaavan 6.4) mukaista kerrointa

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (6.154)$$

$1,0 \leq F_2 \leq 1,67$ .  $L_\Phi$ :n arvo on esitetty SFS-EN 1991-2 taulukossa 6.2.

Tavanomaisesti kunnossapidetyille raiteille käytetään dynaamisena suurennuskertoimena NCCI 1 kaavan B.9 (SFS-EN 1991-2 kaavan 6.5) mukaista kerrointa  $F_3$ .

$\lambda_1$  määritetään taulukon 6.25 perusteella.  $\lambda_1$ :n määrittämiseksi vaikutusviivan tai -pinnan kriittinen pituus voidaan valita seuraavasti (ks. kuva 6.25):

a) momentit:

- päistään nivelellisesti tuetut jänneet: jänneväli  $L_i$
- jänneen keskialueen poikkileikkaukset jatkuvissa rakenteissa, ks. kuva 6.25: tarkasteltavan jänneen jänneväli  $L_i$
- tukialueen poikkileikkaukset jatkuvissa rakenteissa, ks. kuva 6.25: tuen viereisten jänneiden  $L_i$  ja  $L_j$  keskiarvo
- poikkikannattajat, jotka tukevat pituussuuntaisia sekundaaripalkkeja: sekundaaripalkin kahden viereisen jänneen summa
- kansilevy, joka on tuettu poikkipalkkeilla tai -jäykisteillä ilman pituuskannattajia: taipuman influenssiviivan pituus huomioon ottamatta osuutta, joka indikoi ylöspäin tapahtuvaa taipumaa. Kiskojen jäykkyys otetaan huomioon.
- edellisen tapauksen poikkikannattajat ja -jäykisteet, kun niiden väli on  $\leq 0,75$  metriä: poikkikannattajaväli kaksinkertaisena + 3,0 metriä

b) leikkaus päistään nivelellisesti tuetuille jänneille ja jatkuville jänneille:

- tukialueen poikkileikkaukset, ks. kuva 6.25: tarkasteltava jänne  $L_i$
- jänneen keskialueen poikkileikkaus, ks. kuva 6.25:  $0,4 \times$  tarkasteltava jänneväli  $L_i$ .

**Eurokoodin soveltamisohje**  
**Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

*Taulukko 6.25 Kertoimen  $\lambda_1$  arvot standardin mukaiselle junakuormalle LM71 (SW0, SW2) influenssiviivan pituuden L funktiona [taulukko 9.3/EN 1993-2]*

L	EC Mix	L	EC Mix	L	EC Mix	L	EC Mix	L	EC Mix	L	EC Mix
0,5	1,60	3,0	1,35	6,0	1,03	12,5	0,82	30,0	0,65	60,0	0,63
1,0	1,60	3,5	1,17	7,0	0,97	15,0	0,76	35,0	0,64	70,0	0,62
1,5	1,60	4,0	1,07	8,0	0,92	17,5	0,70	40,0	0,64	80,0	0,61
2,0	1,46	4,5	1,02	9,0	0,88	20,0	0,67	45,0	0,64	90,0	0,61
2,5	1,38	5,0	1,03	10,0	0,85	25,0	0,66	50,0	0,63	100	0,60

Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.

Jos väsyttävänä kuormana käytetään muuta kuin standardin mukaista kuormakaaviota LM 71 (SW0, SW2), sovitaan siitä hankekohtaisesti.

Kertoimelle  $\lambda_2$  käytetään normaalisti arvoa 1,0, joka vastaa vuotuista liikennemäärää 25 miljoonaa tonnia. Hankekohtaisesti voidaan sopia jostain muusta liikennemäärästä, jolloin kerroin  $\lambda_2$  saadaan taulukosta 6.26.

*Taulukko 6.26 Kertoimen  $\lambda_2$  arvo liikennemäärän funktiona  $a_L$  [taulukko 9.5/EN 1993-2]*

Liikennemäärä vuotta kohti [ $10^6$ t /raide]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
$\lambda_2$	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Rautatiesillan suunniteltu käyttöikä on normaalisti 100 vuotta, jolloin kertoimen  $\lambda_3$  arvo on 1,0. Jos suunniteltu käyttöikä käytetään jotakin muuta arvoa, saadaan  $\lambda_3$ :n arvo taulukosta 6.27.

*Taulukko 6.27 Kertoimen  $\lambda_3$  arvo suunnittelun käyttöiän funktiona. [taulukko 9.6/EN 1993-2]*

Suunniteltu käyttöikä [vuosina]	50	60	70	80	90	100	120
$\lambda_3$	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

Taulukossa 6.28 esitetty kerroin  $\lambda_4$  ottaa huomioon tilanteen, että sillalla on useampi raide. Taulukon arvot on laskettu olettaen 12 %:lla liikennemäärästä sillan molemmat raiteet on kuormitettu kuormakaaviolla LM 71 ja että  $\Delta\sigma_1$  ja  $\Delta\sigma_{1+2}$  ovat samanmerkkiset.

Taulukko 6.28 Kertoimen  $\lambda_4$  arvo [taulukko 9.7 / EN 1993-2]

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
$\lambda_4$	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
$\Delta\sigma_1$	on jännitysvaihteluväli tarkasteltavassa poikkileikkauksessa, joka aiheutuu yhdellä raiteella vaikuttavasta kuormakaaviosta LM 71;					
$\Delta\sigma_{1+2}$	on jännitysvaihteluväli samassa poikkileikkauksessa, joka aiheutuu standardin SFS-EN 1991-2 mukaisesta kahdella raiteella vaikuttavasta kuormakaaviosta 71.					

Jos yhtäaikaisen liikenteen prosentuaalinen osuus koko liikennemäärästä poikkeaa edellä mainitusta 12 %:sta, lasketaan  $\lambda_4$  arvo kaavasta

$$\lambda_4 = \sqrt[n]{n + [1 - n] [a^5 + (1 - a)^5]} \quad (6.155)$$

jossa

- $a = \Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$
- $n$  = yhtäaikaisen liikenteen osuus.

Alustavaa mitoitus tusta varten ekvivalentin vauriokertoimen suurin mahdollinen arvo voidaan rautatiesillan kyseessä ollessa määrittää lausekkeesta:

$$\lambda_{\max} = \Delta\sigma_C / \Delta\sigma_D = (5 \cdot 10^6 / 2 \cdot 10^6)^{1/3} = 1,36 \quad (6.156)$$

eli vakioamplitudisen jännitysvaihtelun viitearvon ( $\Delta\sigma_C$ , väsymislukka,  $N = 2 \cdot 10^6$ ) ja vastaavan alemman väsymisrajan ( $\Delta\sigma_D$ ,  $N = 5 \cdot 10^6$ ) suhteena.

#### 6.1.6.4 Mitoittaminen kaavioilla FLM 4 ja FLM 5 ja sillan väsymisiin laskeminen

Uusi silta voidaan Liikenneviraston luvalla mitoittaa myös väsymiskuormille FLM 4 tai FLM 5. Tällöin tulee erikseen sopia käytettävistä väsytytkuormakaavioista sillan standardin SFS-EN 1991-2 taulukossa 4.7 esitetyt kuormakaaviot eivät vastaa suomalaista liikennettä.

Olemassa olevan sillan jäljellä olevan väsymisiin tarkastelussa määritetään lisäksi sillan tarkasteluhetken mennessä läpikäymä jännitysvaihteluhistoria.

Mitoitus suoritetaan määrittämällä todellisia väsyttäviä ajoneuvoja käyttäen tarkasteltavan yksityiskohdan jännitysvaihteluiden spektri jota käyttäen lasketaan vauriokertymä Palmgren-Miner-säännön perusteella.

FLM 4 -kaaviota käytettäessä jännitysvaihtelujen spektrit saadaan ajamalla väsyttävät ajoneuvot yksitellen detaljia kuvaavan vaikutusviivan tai -pinnan yli. FLM 5 -kaaviota käytettäessä todellinen liikenne ajetaan vaikutusviivan tai -pinnan yli todellisuutta vastaavasti (eli siltakannella voi olla yhtä aikaa useampia ajoneuvoja), tällöin joudutaan spektri määrittämään usein ns. Rainflow-menettelyllä (vesisäiliöanalyysi).

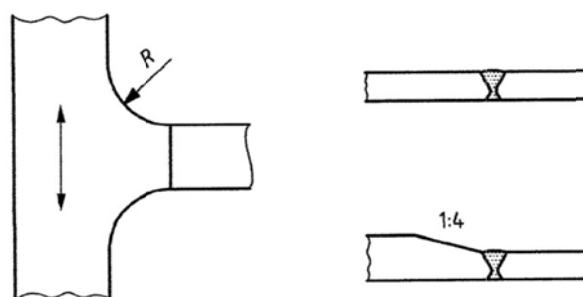
Väsymismitoitusta on käsitelty mm. ECCS:n julkaisussa *Fatigue Design of Steel and Composite Structures*.

#### 6.1.6.5 Teräsrakenteen väsymisluokat

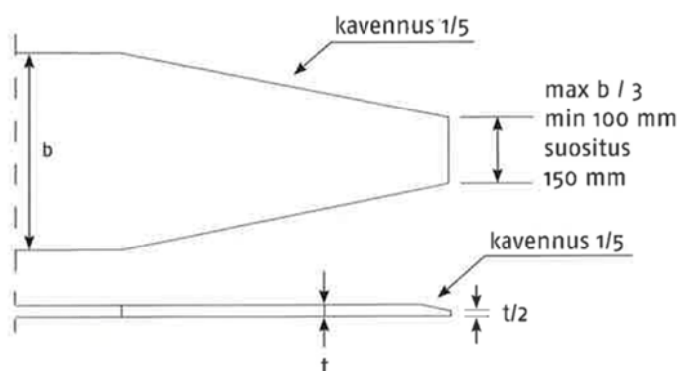
Väsymistarkasteluissa käytetään standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukkojen 8.1...8.10 mukaista rakenneyksityiskohtien väsymisluokitusta seuraavin poikkeuksin:

- Taulukon 8.1 yksityiskohtien 1...4 väsymisluokkaa pudotetaan taulukon mukaisesta yhdellä luokalla, kun teräslaatu on SFS-EN 10025-5 mukainen ilmastokorroosiota kestävä teräs (säänkestävä teräs).
- Taulukon 8.1 yksityiskohtaa 13 (esijännittämätön ruuviliitos palkin jatkamisessa) ei käytetä ajoneuvo- tai rautatieliikenteen sillan pääkannattajissa.
- Taulukon 8.3 yksityiskohdille 1 ja 2 asetetaan seuraavat lisävaatimukset, jos detaljia käytetään useamman päällekkäisen levyn muodostaman paarrepakan päittäisjatkoksessa:
  - useamman päällekkäisen levyn päittäisjatkoksessa liitoksen väsymisluokka on 71
  - korjauskerroin  $k_s$  lasketaan paarrepakan kokonaispaksuuden mukaan
  - liitosrailossa levyt on ennen päittäisliitoksen hitsaamista liitettävä toisiinsa V-hitsellä niin, että nämä jäävät varsinaisen päittäishitsin sisään.
- Taulukon 8.2 yksityiskohdassa 9 uuman kaulahitsi voidaan muuttaa päittäisjatkoksen kohdalla K-hitsiksi jättäen uuman alareunan notsikolo pois. Tällöin paarteiden pitää muodostua jatkoksen molemmin puolin samankavaisista levystä.
- Taulukon 8.1 yksityiskohdassa 14 voidaan käyttää väsymisluokkaa 50 edellyttäen, että ruuvi on esijännitetty, muuten väsymisluokka on 36.
- Taulukon 8.2 yksityiskohtaa 4 (jatkuva juurituki) ei saa käyttää rautatie-silloilla, jos rakenneosaa on hitsin suunnassa vedetty.
- Taulukon 8.2 yksityiskohtaa 8 (katkohitsi) ei saa käyttää siltojen väsymiskuormitetuissa osissa.
- Taulukon 8.3 yksityiskohtaa 13 (yhdelta puolelta hitsattu päittäisliitos) ei saa käyttää siltojen pääkannattajissa.
- Taulukon 8.3 yksityiskohtia 18 ja 19 ei saa käyttää siltojen pääkannattajan ja poikkikannattajan liitoksessa mikäli väsyttävää kuormitusta esiintyy molempien laippojen suunnassa. Detalji voidaan toteuttaa kuvan 6.27 mukaisena ( $R \geq 150$  mm), tällöin väsyttysluokka (poikkikannattajan suuntaiselle jännitysvaihtelulle) on taulukon 8.3 yksityiskohdan 1 mukainen (112).
- Taulukon 8.4 yksityiskohtaa 4 ei saa käyttää siltojen pääkannattajan ja poikkikannattajan liitoksessa mikäli väsyttävää kuormitusta esiintyy molempien laippojen suunnassa. Detalji voidaan toteuttaa kuvan 6.27 mukaisena ( $R \geq 150$  mm), tällöin väsyttysluokka (pääkannattajan suuntaiselle jännitysvaihtelulle) on 125 (vrt. taulukon 8.1 yksityiskohta 5).
- Taulukon 8.4 yksityiskohtaa 5 (pyöritys vain hitsin osalla) ei saa käyttää siltojen pääkannattajissa.
- Taulukon 8.5 yksityiskohtia 4, 5, 6 (käytettävä yksityiskohtaa 7) ja 9 ei saa käyttää siltojen väsyttyskuormitetuissa rakenteissa.

- Taulukon 8.5 yksityiskohdassa 7 päätyviisteen tulee olla siltojen pääkannattajissa  $\leq 1/4$  kaikilla levyn paksuuksilla.
- Mikäli taulukon 8.5 yksityiskohta 7 toteutetaan kuvan 6.28 mukaisena ja lisälevyn pään liitos hiotaan, voidaan käyttää väsymisluokkaa 71. Tällöin lisälevyn pään hitsille suoritetaan seuraavat NDT-tarkastukset: 1) lisälevyn pään hitsauksen ja hionnan jälkeen hitsille tehdään UT- ja MT-tarkastus ja 2) uuman hitsauksen jälkeen liitokselle tehdään MT-tarkastus.
- Taulukon 8.7 yksityiskohtia 3 ja 4 ei suositella käytettäväksi väsytytkuormitettujen siltojen pääkannattajissa tai vaaka-/poikkiristikoidissa (jos sillassa on vaakaristikko).
- Taulukon 8.7 yhteydessä on huomattava, että väsymisluokat pätevät vain seinämävahvuuksille  $\leq 8\text{ mm}$ . Tätä suuremmilla seinämävahvuuksilla voidaan soveltaa esim. hot-spot-menetelmää.
- Taulukon 8.8 yksityiskohdassa 4 juurituen kiinnityshitsien pitää jäädä valmiissa rakenteessa jäykisteen päittäishitsin sisään.
- Väsytytkuormitettujen ruuvien iskusitkeysvaatimukset on esitetty kapaleessa 3.5
- Ristikkosauvoissa käytettyjen rakenneputkien päät suljetaan ilmatiiviiksi sulkulevyillä. Tällöin voidaan käyttää standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukon 8.6 yksityiskohdan 2 väsymisluokkaa.



Kuva 6.27. Pääkannattajan ja poikkikannattajan laippojen liitosdetalji kun väsytystä tapahtuu molempien suunnassa.



Kuva 6.28. Laipan lisälevyn pään muotoilu

Edellä esitetyistä rajoituksista standardin SFS-EN 1993-1-9 rakenneyksityiskohtien käytössä voidaan poiketa korjauskohteissa Liikenneviraston luvalla.

#### **6.1.6.6      *Kansilaatta***

##### **6.1.6.6.1      *Betoni***

Betonin väsymiskestävyys tarkistetaan NCCI 2:n kappaleen 6.8 ohjeiden mukaisesti.

##### **6.1.6.6.2      *Betoniteräs***

Betoniterästen väsymiskestävyys tarkistetaan NCCI 2:n kappaleen 6.8 ohjeiden mukaisesti.

## **6.2 Poikkirakenteet**

### **6.2.1 Tyypit**

Sillan poikkirakenteiden yleisesti käytetyt tyypit ovat poikkiristikko ja poikkipalkki joko erillään kansilaatasta tai sen kanssa liittorakenteena. Tyypit on esitetty tarkemmin edellä kohdassa 5.2.6.

Sillan jännemittojen ollessa yli 50...70 metriä pääkannattajien väliin on sekä sillan käyttäytymisen kannalta suotavaa että taloudellista sijoittaa lähelle alapaarten tasoa vaakaristikko, joka tekee päällysrakenteesta kotelon. Tällä saavutetaan merkittävästi lisääntyvän vääntöjäykkyyden kautta sekä kuormien jakautuminen tasaisemmin pääkannattajille että päällysrakenteen poikittaisten muodonmuutosten (ajoradan kallistuminen) merkittävä pienentyminen.

#### **6.2.1.1      *Palkki***

Kansilaatasta irrallaan oleva levyrakenteinen poikkipalkin mitoitus tarkastelut tapahtuvat kuten edellä kohdassa 6.1 on esitetty pääkannattajalle.

Jos levyrakenteinen poikkipalkki muodostaa kansilaatan kanssa liittorakenteen, teräspalkin mitoitus tarkastelut tapahtuvat edellä pääkannattajalle esitetyllä tavalla.

Leikkausliitoksen mitoitus tapahtuu kohdassa 6.3 esitetyllä tavalla.

#### **6.2.1.2      *Ristikko***

Sekä poikki- että vaakaristikko tehdään yleensä putkipalkeista hitsaamalla kooten. Liitokset pääkannattajien pystyjäykisteisiin toteutetaan nurkkalevyjen avulla. Itse ristikon sauvat voidaan liittää toisiinsa myös suoraan ilman nurkkalevyjä.

Ristikkojen sauvojen mitoitus tarkastelut ovat:

- sauvaprofiilien jännitystarkastelut
- sauvojen nurjahdustarkastelut
- nurkkalevyjen vastaavat tarkastelut

- liitoshitsien jännitystarkastelut (sauva-sauva, sauva-nurkkalevy ja nurkka-levy-pystyjäykiste)
- mahdollisten rakennustyön aikaisten sauvojen ruuviliitosten mitoitustarkastelut

Silloille, joissa on vaakaristikko, tehdään edellä mainitut jännitystarkastelut aina. Ilman vaakaristikkoa (ilman vääntöjäykkyyttä) olevalle sillalle riittää yleensä poikkiristikoiden staattiset tarkastelut.

#### 6.2.1.2.1 Jännitystarkastelut

Ristikon sauvojen poikkileikkausarvoina käytetään jännitystarkasteluissa sauvojen todellisten mittojen mukaan laskettuja poikkileikkausarvoja, koska putkiin ei yleensä tehdä poikkileikkausta pienentäviä notsikoloja ilmatiiveysvaatimuksen vuoksi.

Sen sijaan nurkkalevyjen liitoksissa pystyjäykisteisiin on tarkoituksenmukaista käyttää notsikoloja, jolloin ne pitää tarvittaessa huomioida poikkileikkausarvoissa.

Jos K-ristikon diagonaalisauvat liitetään ilman nurkkalevyä suoraan vertikaalisauvaan, suoritetaan mitoitustarkastelu standardin SFS-EN 1993-1-8 kohdan 7 mukaan (lisäksi on otettava huomioon kohdan 6.1.6.5 ohjeet).

#### 6.2.1.2.2 Sauvojen nurjahdus

Ristikon sauvojen nurjahdustarkastelu suoritetaan kohdan 6.1.2.1 mukaan.

K-ristikon diagonaalisauvojen nurjahduspituutena  $L_{cr}$  käytetään sauvojen teoreettista pituutta. Vertikaalisauvojen nurjahduspituus voidaan laskea kaavalla:

$$L_{cr} = [0,75 + 0,25 \cdot (S1/S2)] \cdot L \quad (6.157)$$

jossa

- $L$  on K-ristikon korkeus (= 2-yksittäisen vertikaalisauvan pituus)
- $S1$  on tarkasteltavan sauvan normaalivoima (puristus negatiivisena)
- $S2$  on K-ristikon solmukohdan toisella puolella olevan sauvan normaalivoima (etumerkkeineen) samalle kuormitusyhdistelmälle

#### 6.2.1.2.3 Hitsiliitokset

Ristikkosauvojen liitoksissa käytetään piena- ja V-hitsejä. Hitsien mitoitustarkastelut suoritetaan kohdassa 6.1.4 esitetyllä tavalla.

#### 6.2.1.2.4 Ruuviliitokset

Ristikkosauvojen liitoksissa käytetään ruuviliitoksia yleensä vain silloin, kun sauva on tarkoitettu toimimaan vain rakentamisen aikana ja se poistetaan valmiista sillasta. Tyypillinen esimerkki tällaisesta sauvasta on poikkiristikon yläpaarresauva. Sitä tarvitaan rakentamisen aikana yhdistämään pääkannattajien yläpaarteita, mutta kansilaatan valun jälkeen se on tarpeeton.

Yllä mainitun rakentamisen aikaisen sauvan ruuviliitokset tehdään yleensä symmetrisinä kaksileikkeisinä A-luokan liitoksina ja mitoitetaan kohdassa 6.1.5 esitetyllä tavalla.

Jos pysyvässä kantavassa siltarakenteessa käytetään ruuviliitoksia, ne on toteutettava B- tai C-luokan liitoksina, jotta vältetään liitoksessa tapahtuvilta pintakäsittelyä rikkovilta liikkeiltä.

#### **6.2.1.2.5 Väsyminen**

Kuten edellä mainittiin, sekä poikki- että vaakaristikoille joudutaan suorittamaan väsymistarkastelut kun päällysrakenteella on vääntöjäykkyyttä.

Tarkastelu suoritetaan sekä sauvojen ja nurkkalevyjen perusaineelle että liitoshitseille.

Hitsien tarkastelu väsytykselle tapahtuu edellä kohdissa 6.1.4.2.1 ja 6.1.4.2.2 esitetyllä tavalla. Perusaineille (putkipalkeille ja nurkkalevyille) väsymistarkastelu suoritetaan standardin SFS-EN 1993-1-9 taulukoiden 8.5–8.7 väsymisluokkia käyttäen ottaen huomioon, mitä kohdassa 6.1.6.5 on sanottu.



## 6.3 Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos

### 6.3.1 Leikkausliitoksen mitoitusvoimasuureet

Jos liittopalkin poikkileikkausten kestävyystarkastelu tehdään kimmoteorian mukaan ja poikkileikkausluokka on 4, lasketaan betoni- ja teräsosan välisen liitoksen leikkausvoima käyttäen teräspalkin tehollisia poikkileikkauksia ja betonilaatan halkeilematonta poikkileikkausta kohdan 5.2.2 mukaiselta toimivalta leveydeltä. Leikkausvoima liitoksessa lasketaan kaavan

$$V_{L,Ed} = V_{Ed} \cdot S/I \quad (6.158)$$

mukaan. Samoin menetellään poikkileikkausluokasta riippumatta, jos poikkileikkauksen betoniosa (kansilaatta) on halkeillut 5.2.3 mukaisen tarkastelun perusteella (tukialue). Myös väsymismitoituksessa ja kaikissa käyttörajatilatarkasteluissa liitoksen leikkausvoima lasketaan kaavaa 6.158 käyttäen.

Jos liittopalkin betoniosa (kansilaatta) on puristettu (kenttä), poikkileikkaus kuuluu luokkiin 1 tai 2 ja poikkileikkausten taivutuskestävyyden määrittämiseen käytetään epälineaarista tai plastisuusteoriaa ( $M_{el,Rd} < M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$ ), liittorakennesosan leikkausliitoksen leikkausvoima  $V_{L,Ed}$  (leikkausvoima pituusyksikköä kohti) määritetään leikkausliitoksen teräsosan tai betoniosan jännitysresultantin muutoksesta eli kuvan 6.29 mukaisin merkinnöin

$$V_{L,Ed} = (N_{c,d} - N_{c,el}) / L_{A-B} \quad (6.159)$$

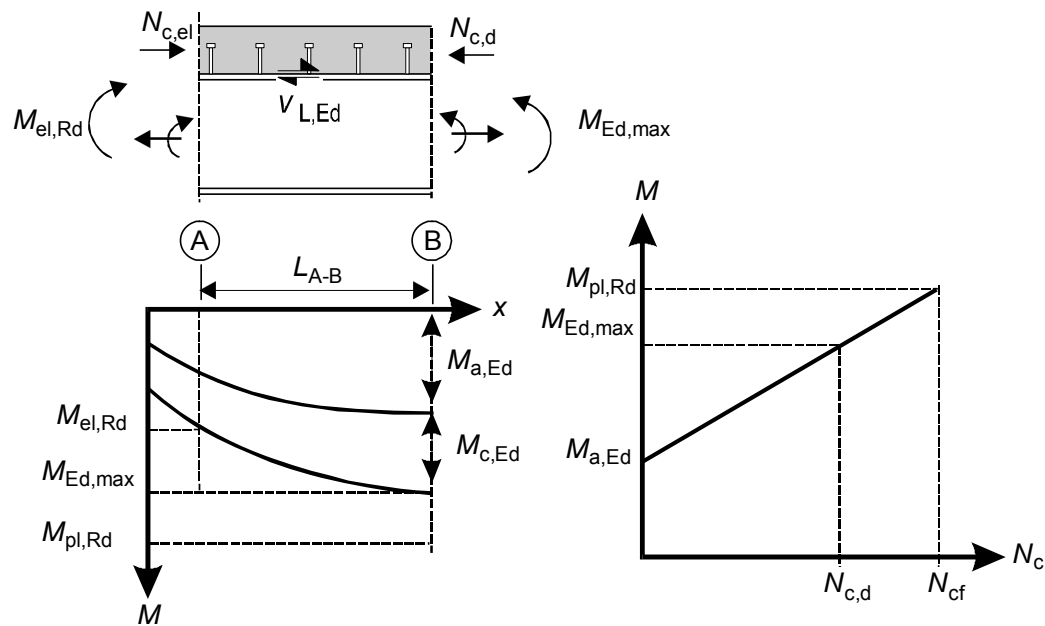
Niiden kohtien välillä kannattajaa, joissa

- $M_{Ed} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$  on poikkileikkauksen kimmoisen taivutuskestävyyden  $M_{el,Rd}$  suuruinen ja
- palkin taivutusmomentilla on suurin arvo  $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$  ( $\leq M_{pl,Rd}$ ),

leikkausliittimet (tappivaarnat) voidaan jakaa tasan käyttäen mitoitusleikkausvoimana em. kannattajan kohtien välillä tapahtuvaa kansilaatan puristusvoiman muutosta. Koska siltapalkeissa teräspoikkileikkaus voi muuttua myös kuvan 6.29 mukaisen pituuden  $L_{A-B}$  matkalla, jaetaan leikkausliittimet tasan aina tällaisten muutoskohtien välisellä alueella.

Toisin sanoen yllä mainittuja muutoskohtien välisiä alueita on kolmenlaisia:

- alue välillä  $M_{el,Rd}$  – poikkileikkauksen muutoskohta
- alueita poikkileikkauksen peräkkäisten muutoskohtien välillä ja
- alue poikkileikkauksen muutoskohdan ja  $M_{Ed,max}$  ( $\leq M_{pl,Rd}$ ) välillä.



Kuva 6.29 Leikkausliitoksen leikkausvoima, kun poikkileikkaus mitoitetetaan epä-lineaarisen teorian mukaan [kuva 6.11/EN1994-2]

Poikkileikkauksessa vaikuttava normaalivoima  $N_{c,d}$  määritellään kohdassa 6.1.1.3 esitettyllä tavalla kaavoja 6.14, 6.15 ja 6.16 käyttäen. Sama menettely on esitetty graafisessa muodossa kuvassa 6.5. Kuvassa 6.29 esitettyä yksinkertaistettua momentin ja normaalivoiman yhteyttä ei siten käytetä.

### 6.3.2 Kannallisen tappivaarnan kestävyys

Standardin EN 14555 mukaisesti automaattilla hitsatun standardin EN 13918 mukaisen tappivaarnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo staattiselle kuormalle on pienempi seuraavista:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.160)_{[6.18/EN1994-2]}$$

ja

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.161)_{[6.19/EN1994-2]}$$

missä

$$\alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), \text{ kun } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.162)_{[6.20/EN1994-2]}$$

$$\alpha = 1, \text{ kun } h_{sc} / d > 4 \quad (6.163)_{[6.21/EN1994-2]}$$

joissa edelleen

- $\gamma_V$  = 1,25, osavarmuusluku
- $d$  on tappiliittimen varren halkaisija,  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$
- $f_u$  on tappiliittimen materiaalin murtolujuus, yleensä 450 MPa, mutta enintään 500 MPa

**Eurokoodin soveltamisohje****Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu – NCCI 4 (25.8.2016)**

- $f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo tarkasteluikässä, kun betonin tiheys on vähintään 1750 kg/m<sup>3</sup>
- $h_{sc}$  on tappiliittimen nimellinen kokonaispituus.

Jos tappivaarna sijaitsee betoniosassa siten, että se aiheuttaa halkaisuvoimia betoniosan (kansilaatan) paksuussuunnassa, lasketaan tappivaarnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo seuraavasta kaavasta, jos se antaa pienemmän arvon kuin kaavat 6.160 tai 6.161. Kaavan mukaista arvoa ei kuitenkaan sovelleta väsymistarkasteluissa.

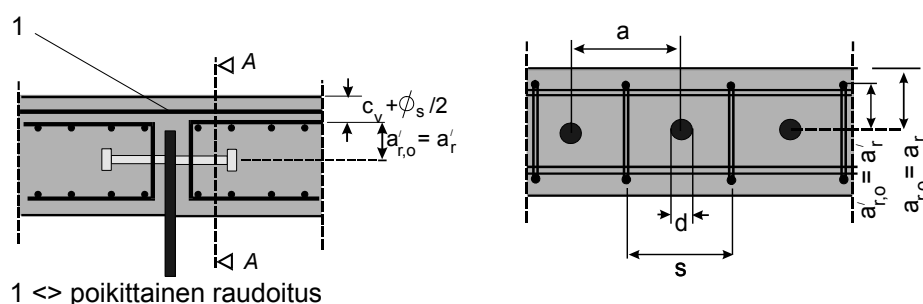
$$P_{Rd,L} = \frac{1,4 \cdot k_v \cdot (f_{ck} \cdot d \cdot a_r')^{0,4} \cdot (a/s)^{0,3}}{\gamma_v} \quad (6.164)_{[C.1/EN1994-2]}$$

jossa kuvan 6.30 mukaisin merkinnöin

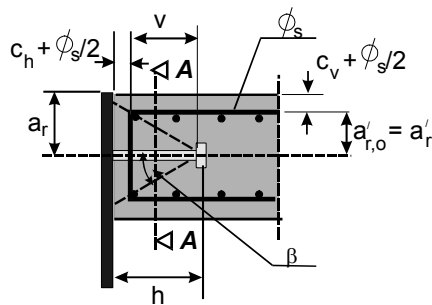
- $a_r'$  on tehollinen reunaetäisyys; sen arvona käytetään mitta  $a_r - c_v - \phi_s / 2$  (kuitenkin vähintään 50 mm)
- $k_v = 1$  leikkausliittimen sijaitessa toispuolisesti  
 $= 1,14$  leikkausliittimen sijaitessa molemminpuolisesti
- $\gamma_v = 1,25$  on osavarmuusluku
- $f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo tarkasteluhetken ikäisenä, yksikkönä N/mm<sup>2</sup>
- $d$  on tapin varren halkaisija  $19 \leq d \leq 25$  mm
- $h$  on kannallisen tapin kokonaispituus, kun  $h/d \geq 4$
- $a$  on tappien vaakasuuntainen jakoväli, kun  $110 \leq a \leq 440$  mm
- $s$  on hakaväli, jonka edellytetään täyttävän seuraavat ehdot  $a/2 \leq s \leq a$  ja  $s/a_r' \leq 3$
- $\phi_s$  on hakojen halkaisija, kun  $\phi_s \geq 8$  mm
- $\phi_\ell$  on pääraudoituksen halkaisija, kun  $\phi_\ell \geq 10$  mm
- $c_v$  on kuvan C.1 mukainen betonipeite pystysuunnassa, yksikkönä mm.

molemminpuolinen sijoittelu:

A – A



toispuoleinen sijoittelu:



Kuva 6.30 Leikkausliittimien sijoitus niiden aiheuttaessa halkaisuvoimia betoniosaan [kuva C.1/EN1994-2]

Tappivaarnan kestävyys väsytykselle on

$$\Delta P_{Rd} = \pi \cdot (d/2)^2 \cdot \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.165)$$

Kun tappivaarna on hitsattu puristettuun paarteeseen, riittää kun ehto

$$\Delta P_{E,2} \leq \Delta P_{Rd},$$

on voimassa. Ehto voidaan kirjoittaa myös muotoon

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.166) [6.55/EN1994-2]$$

Jos tappivaarna on hitsattu vedettyyn paarteeseen, pitää kaikkien seuraavien ehtojen olla voimassa:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.167) [6.57/EN1994-2]$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.168) [6.56/EN1994-2]$$

joissa

- $\Delta \sigma_{E,2}$  on paarteen ekvivalentti jännitysvaihtelu väsytyskuormasta, kun  $N = 2 \cdot 10^6$ ,
- $\Delta \tau_{E,2}$  on tappivaarnan varren poikkileikkaukselle väsytyskuormasta laskettu ekvivalentti jännitysvaihtelu, kun  $N = 2 \cdot 10^6$ ,
- $\Delta \sigma_c = 80$  MPa, paarteen normaalijännityksen väsymiskestävyyden viitearvo, kun  $N = 2 \cdot 10^6$ ,
- $\Delta \tau_c = 90$  MPa, tappivaarnan leikkausjännityksen väsymiskestävyyden viitearvo, kun  $N = 2 \cdot 10^6$ ,
- $\gamma_{Ff}$  on väsytyskuorman osavarmuusluku = 1,0,
- $\gamma_{Mf}$  on rakenneteräksen väsymiskestävyyden osavarmuusluku = 1,35 ja

- $\gamma_{Mf,s} = 1,25$ , tappivaarnan väsymiskestävyyden osavarmuusluku.

Ehtojen 6.167 ja 6.168 voimassaolo tarkistetaan yhdistelmillä, joissa normaali- ja leikkausjännitysten vaihteluväleillä on vuorotellen maksimiarvo ja toisella sitä vastaava arvo. Vaihteluvälit lasketaan sekä halkeilleen että halkeilemattoman tilan poikkileikkausominaisuuksien perusteella.

Kun tappivaarnaan ja paarteeseen syntyy jännityksiä toimimisesta useamman rakennosan osana (esimerkiksi pääkannattajan ja sekundäärisen kannattajan) lasketaan kummastakin aiheutuvat jännitykset suoraan yhteen.

Lisäksi tulee tappivaarnan käyttörajatilan ominaiskuormalle lasketun leikkausvoiman täyttää ehto:

$$P_{Ed} \leq 0.6 \cdot P_{Rd}. \quad (6.169)$$

Yleisesti liittopalkkisiltojen kansilaatassa käytetylle betonille C35/45 ja 22 mm:n tappivaarnalle kaavat 6.160, 6.169 ja 6.165 antavat arvot:

$$P_{Rd} = 0.110 \text{ MN}$$

$$0.6 \cdot P_{Rd} = 0.066 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{Rd} = 0.0274 \text{ MN}$$

Jos kannalliseen tappivaarnaan vaikuttaa yhdessä leikkausvoiman kanssa veto-voima, ei sen vaikutusta tappivaarnan leikkauskestävyyteen tarvitse ottaa huomioon, jos  $F_{ten} \leq 0,1 \cdot P_{Rd}$ . Jos tämä ehto ei ole voimassa tulee veto- ja leikkauskestävyyden yhteisvaikutus selvittää erikseen.

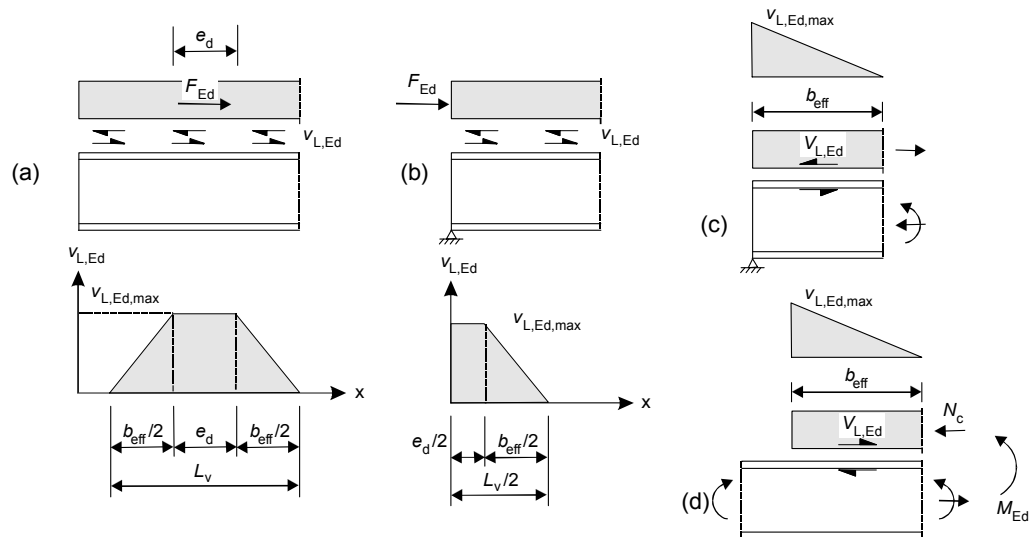
### 6.3.3 Tappivaarnojen sijoittelu

Murtorajatilan mukaisessa mitoituksessa, laskettaessa leikkausliitoksen leikkausvoima kaavan 6.158 mukaan, leikkausliittimien jakoa voidaan pitää vakiona alueella, jolla leikkausvoiman mitoitusarvo on enintään 10 % suurempi kuin tappivaarnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo.

Käyttörajatilassa ja murtorajatilan väsymistarkasteluissa leikkausvoiman mitoitusarvon tulee olla joka kohdassa pienempi kuin tappivaarnan leikkauskestävyyden mitoitusarvon.

Liittopalkin betoniosan kutistuman tai lineaarisen / hyppäyksellisen lämpötilaeron ensisijaisten vaikutusten aiheuttama palkin päässä vaikuttava pistemäinen leikkausvoima otetaan huomioon, kun palkin joissakin osissa teräspalkin poikkileikkausluokka on 3 tai 4. Jos poikkileikkausluokka on koko palkin pituudella 1 tai 2, ei näitä vaikutuksia tarvitse ottaa huomioon murtorajatilassa. Käyttörajatilatarkasteluissa ja murtorajatilan väsymistarkasteluissa (kaava 6.139) ko. vaikutukset otetaan huomioon poikkileikkausluokasta riippumatta. Tappivaarnat voidaan jakaa tasaisesti leikkausvoiman vaikutusalueella, jona pidetään kohdan 5.2.2 mukaista ko. tarkastelukohdan betoniosan toimivaa leveyttä, kuva 6.31, tapaus c.

Teräspoikkileikkauksen muuttuessa liittopoikkileikkaukseksi käsitellään betoni-osan päähän kutistuman tai lineaarisen / hyppäyksellisen lämpötilaeron ensisijaisten vaikutusten seurauksena syntyvä leikkausvoima vastaavalla tavalla, kuva 6.31, tapaus d.



Kuva 6.31 Palkin suuntaisen leikkausvoiman jakautuminen [kuva 6.12/EN1994-2]

Kun tarkastellaan kutistumisen ensisijaisia vaikutuksia valettaessa kansilaatta useassa eri vaiheessa, toimivaa leveyttä / leikkausvoiman jakaantumispuutetta määriteltäessä käytetään ekvivalenttina jännemittana ( $L_e$  / kohta 5.2.2) betoniosan pituutta alueella, jolla leikkausliitos toimii, eli betoni on saavuttanut vähintään 40 % suunnittelulujuudestaan. Muuten menetellään, kuten teräs-poikkileikkauksen muuttuessa liittopoikkileikkaukseksi, kuva 6.31, tapaus d.

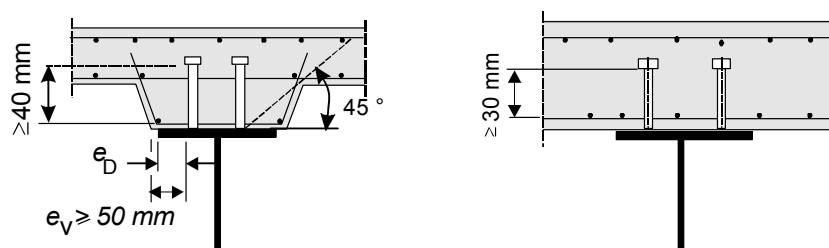
#### 6.3.4 Leikkausliitoksen rakenteelliset vaatimukset

Kannallisten tappivaarujen (sidepultti / SFS-EN 13918) sijoittelussa tulee ottaa huomioon seuraavat rakenteelliset vaatimukset:

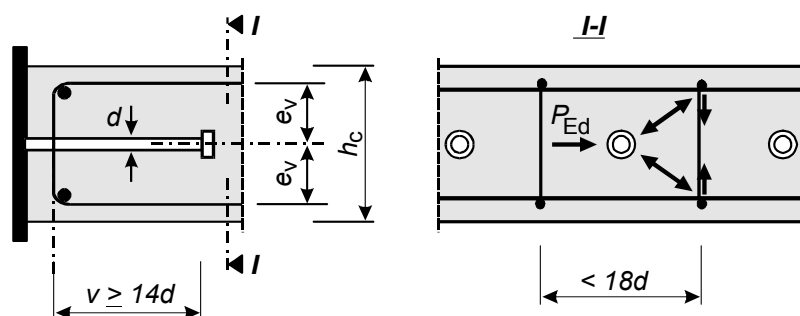
- tappivaarujen tulee täyttää kohdassa 3.6 esitetyt vaatimukset
- leikkausliittimen yläpuolisen betonipeitteen tulee olla vähintään raudoitukselle vaaditun betonipeitteen suuruinen
- tappivaarnan kokonaispituuden tulee olla  $\geq 3 \cdot d$
- tappivaarnan kannan halkaisijan tulee olla  $\geq 1,5 \cdot d$  (SFS-EN 13918 mukainen sidepultti täyttää tämän vaatimuksen)
- vedettyyn rakenneosaan (paarre tai uuma) hitsatun tappivaarnan halkaisija saa olla korkeintaan 50 % suurempi kuin rakenneosan levyn paksuus
- puristettuun rakenneosaan (paarre tai uuma) hitsatun tappivaarnan halkaisija saa olla korkeintaan 150 % suurempi kuin rakenneosan levyn paksuus
- tappivaarujen keskeltä keskelle etäisyyden tulee olla leikkausvoiman suunnassa  $\geq 5 \cdot d$  ja kohtisuoraan leikkausvoimaa vastaan puolet tästä
- jos betoniosa ei tukeudu teräsosaan koko matkaltaan (esimerkiksi profiloitu teräslevy muottina), tulee kohtisuoran etäisyyden olla  $\geq 4 \cdot d$

- tappivaarujen suurin etäisyys leikkausvoiman suunnassa saa olla korkeintaan neljä kertaa laatan paksuus kuitenkin korkeintaan 800 mm
- sijoitettaessa tappivaarnat ryhmiin, tulee erikseen varmistaa paarteen kestävyys ja stabiilius
- tappivaarnan varren ja paarteen reunan välisen vapaan etäisyyden tulee olla vähintään 25 mm, vaarnan betonipeitteen tulee kuitenkin olla aina betoniraudoitukselta vaaditun betonipeitteen suuruinen (korotuksen kohdalla ks. kuva 6.31)
- betoniosaan (kansilaattaan) liittyvän puristetun paarteen vaarnajako puristuksen suunnassa saa olla korkeintaan  $22 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ , kun betoniosa tukeutuu koko pituudeltaan paarteeseen ja muuten  $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ , jossa  $t_f$  on paarteen paksuus ja  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
- vapaa etäisyys puristetun paarteen reunasta lähimpään tappivaarnaan saa olla korkeintaan  $9 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ .

Lisävaatimuksia on esitetty kuvissa 6.32 ja 6.33



Kuva 6.32 Tappivaarnan sijoitteluun liittyviä vaatimuksia [kuva 6.14/EN1994-2]



kuva 6.33 Betoniosaan halkaisuvoimia aiheuttava tappivaarnan sijoittelu [kuva 6.13/EN1994-2]

## 6.4 Kansilaatta

### 6.4.1 Liittorakenteen osana

Liittorakenteen osana kansilaatta tarkastellaan poikkileikkauksen taivutuskestävyyttä murtorajatilassa mitoitettaessa kohdassa 6.1.1.3 esitetyllä tavalla.

Kansilaattaan sijoitetaan sen pituussuuntaan raudoitus koko kansilaatan leveydelle seuraavasti:

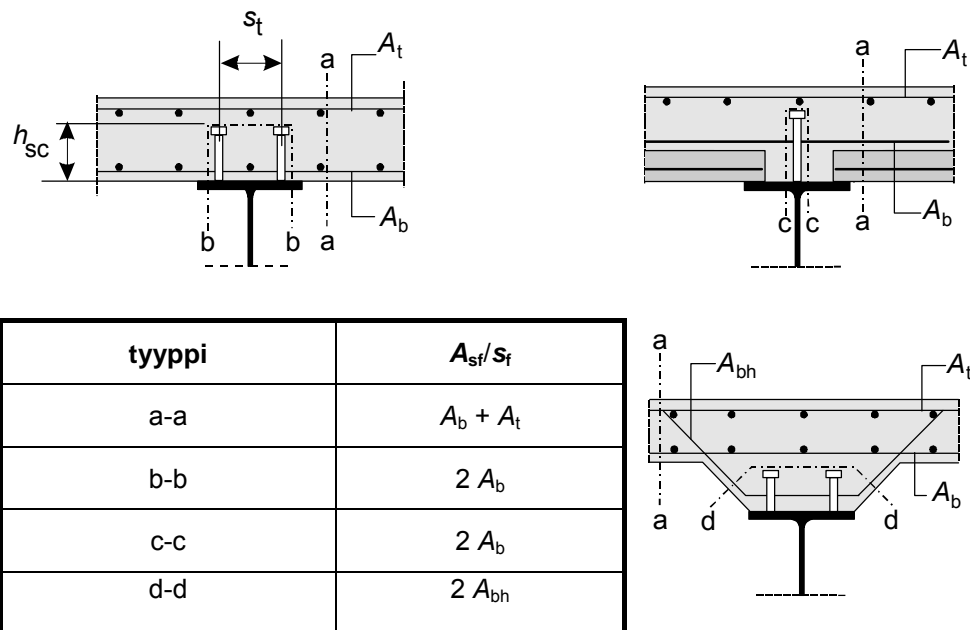
- kansilaatassa viedään koko poikkileikkauksen läpi raudoitus, joka on vähintään 1 % kansilaatan poikkileikkausalasta
- tukialueella (kohdan 5.2.3 mukaisen rakennemallin halkeilleen laatan alueella) raudoituksen on oltava vähintään 2 % kansilaatan poikkileikkausalasta.

Raudoituksen katkaisukohdat on suunniteltava (porrastus esim.  $1 - 1\frac{1}{3} - 1\frac{2}{3} - 2$ ).

Kansilaatan mitoitussuunnittelusvoima lasketaan kohdan 6.3.1 mukaan lasketusta kansilaatan ja teräsosan välisestä leikkausvoimasta ottaen huomioon leikkautuvan osan osuus koko kansilaatan poikkileikkauksesta.

Kuvassa 6.34 on esitetty välittömästi teräspalkin paarteeseen liittyvät tarkasteltavat kansilaatan leikkauspinnat.





Kuva 6.34 Kansilaatan tarkasteltavia irtileikkautumispintoja [kuva 6.15/EN1994-2]

Kuvan 6.34 mukaisen leikkautumispinnan b – b poikkisuuntaisena pituutena käytetään yhden vaarnarivin tapauksessa kaksinkertaista tappivaarnan korkeutta ( $h_{sc}$ ) lisättyä tappivaarnan kannan halkaisijalla ( $1,5 \cdot d$ ). Kahden tai useamman vaarnarivin tapauksessa tähän arvoon lisätään vielä ulommaisten vaarnarivien välinen etäisyys ( $s_t$ ). Kuvan 6.34 taulukossa on esitetty kussakin leikkauksessa toimivat kansilaatan poikittaiset raudoitukset. Kaikissa palkin ulkopuolisissa kansilaatan leikkauksissa toimii rauditus  $A_b + A_t$ .

Leikkausvoiman mitoitusarvo kussakin leikkauksessa saadaan riittävän tarkasti kertomalla kansilaatan ja teräspalkin välisen liitoksen mitoitusleikkausvoima kansilaatan irtileikkautuvan osan ja koko tehollisellä leveydellä olevan kansilaatan pinta-alojen suhteella. Näin voidaan menetellä myös tarkasteltaessa teräspalkin ulkopuolella olevia kansilaatan leikkauksia.

Kansilaatan leikkautumiskestävyyden mitoitusarvo lasketaan palkin ulkopuolisissa leikkauksissa (a – a / kuva 6.34) SFS-EN 1992-1-1 kohdan 6.2.4 mukaisesti (NCCI2 kohta 6.2.2) mukaan. Kuvan 6.34 mukaista leikkausta b – b mitoittaessa leikkauksen pituuden  $h_f$  arvona käytetään leikkauksen b – b leikkautumisviivan pituutta. Tehollisen poikittaisraudoituksen arvona ( $A_{st} / s_t$ ) käytetään kuvassa 6.34 olevan taulukon mukaisia arvoja. Poikittaisraudoitusten tulee olla ankuroituja leikkauksen taakse. Raudoitusten vähimmäispinta-alat ovat NCCI2, kohta 9.1, kaavan 9.1 mukaiset.

Kansilaatan ylä- ja alapinnan poikittaisraudoitusten ( $A_b + A_t$ ) kokonaismäärä on suurin seuraavista (vrt. NCCI 2 kappale 6.2.2):

- Irtileikkautumisraudoitus
- poikittaisen taivutuksen edellyttämä raudoitus (kohta 6.4.2) + puolet irti-leikkautumisraudoituksesta
- vähimmäisraudoitus (NCCI2, kohta 9.1, kaava 9.1)

Irtileikkautumisraudoitus jaetaan tasan kansilaatan ylä- ja alapintaan edellisiä ehtoja todennettaessa.

#### 6.4.2 Kansilaattana

Kansilaatta mitoitetetaan NCCI 1 mukaisille kuormitusyhdistelmille, joissa ovat mukana:

- omapaino (pintarakenteet, kaiteet)
- liikennekuorma
- kansilaattaan poikkirakenteen osana syntyvät rasitukset
- kansilaattaan liittorakenteen osana syntyvät normaalivoimat

Yhdisteltäessä liittorakenteen ja kansilaatan mitoitusvoimasuureita murtorajatilassa (väsymistä lukuun ottamatta) käytetään seuraavaa kaavaa

$$S_{Ed} = S_{loc,Ed} + \psi \cdot S_{glob,Ed} \quad \text{tai} \quad (6.170)$$

$$S_{Ed} = \psi \cdot S_{loc,Ed} + S_{glob,Ed}$$

jossa:

- $S_{Ed}$  on voimasuureen yhdistelystä saatu mitoitusarvo = suurempi saaduista arvoista
- $S_{loc,Ed}$  on voimasuure paikallisesta kuormasta (yleensä pyöräkuorma)
- $S_{glob,Ed}$  on voimasuure pääkannattajasysteemistä (liittorakenne)
- $\psi$  on yhdistelykerroin:  
 $\psi = 1,0$ , kun sillan tarkasteltava jännemitta  $\leq 20$  metriä  
 $\psi = 0,7$ , kun sillan tarkasteltava jännemitta  $\geq 40$  metriä  
 (väliarvot voidaan interpoloida)

Lisäksi kansilaatta mitoitettaessa voidaan ottaa huomioon liittorakenteen kansilaatan normaalivoiman jakautuminen laatan poikkisuunnassa kuvaa 6.1 soveltaen.

##### 6.4.2.1 Taivutus

Kansilaatan mitoitus taivutukselle tapahtuu NCCI 2 kohdan 6.1 mukaan.

##### 6.4.2.2 Leikkaus

Kansilaatan mitoitus pystysuoralle leikkaukselle suoritetaan NCCI2 kohdan 6.2 mukaan.

Yleensä on pyrittävä siihen, että kansilaatta on paksuudeltaan ja/tai betonin lujuusluokaltaan sellainen, ettei leikkausraudoitusta tarvita laatussa.

### 6.4.3 Väsyminen

Kansilaatan mitoitus väsytykselle niin liittorakenteen osana kuin kansilaattana tapahtuu sekä betonin että betoniterästen osalta NCCI 2 kohdan 6.8 mukaan.

Liittorakenteen suuntaisten betoniterästen väsymistarkasteluissa otetaan huomioon myös halkeilleen betonin vetojäykistysvaikutus  $\Delta\sigma_s$ . Betoniterästen kokonaisvetojännitys  $\sigma_s$  lasketaan kaavasta:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (6.171)_{[7.4/EN1944-2]}$$

jossa

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,2 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} \quad (6.172)_{[7.5/EN1944-2]}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a} \quad (6.173)_{[7.6/EN1944-2]}$$

joissa edelleen

- $\sigma_{s,0}$  on raudoituksen jännitys laskettuna halkeilleen liittopoikkileikkauksen mukaan
- $f_{ctm}$  on betonin keskimääräinen vetolujuus, normaalibetonin  $f_{ctm}$  saadaan NCCI 2 taulukosta 3.1
- $\rho_s$  on raudoitussuhde, joka lasketaan kaavasta  $\rho_s = (A_s / A_{ct})$
- $A_{ct}$  on vedetyn betoniosan (kansilaatan) poikkileikkauspinta-ala toimivalta leveydeltä
- $A_s$  on toimivaan pinta-alaan  $A_{ct}$  sisältyvän vedetyn raudoituksen kokonaispinta-ala
- $A, I$  ovat tehollisen liittopoikkileikkauksen poikkileikkauspinta-ala ja jäyhyysmomentti ilman betoniosaa (kansilaattaa), betonirauditus on kuitenkin mukana poikkileikkausarvoissa
- $A_a, I_a$  ovat pelkän teräsprofiilin vastaavat ominaisuudet.

Betoniterästen vetojännitys lasketaan itseisarvoltaan suurimman betoniosaan (kansilaattaan) vetoa aiheuttavan momentin mukaan ottaen huomioon vetojäykistysvaikutus edellä esitetyllä tavalla. Jos myös itseisarvoltaan pienin momentti aiheuttaa betoniosaan vetoa, lasketaan tätä momenttia vastaava betoniterästen vetojännitys kaavasta

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \cdot \frac{M_{Ed,max,f}}{M_{Ed,min,f}} \quad (6.174)_{[6.51/EN1944-2]}$$

josta saadaan edelleen

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max,f} \cdot \left(1 - \frac{M_{Ed,max,f}}{M_{Ed,min,f}}\right) \quad (6.175)$$

jossa

- $M_{Ed,min,f} = M_{Ed,c} + M_{FLM3,min}$  eli tukialueen suurin negatiivinen momentti kansilaatan valun jälkeen
- $M_{Ed,max,f} = M_{Ed,c} + M_{FLM3,max}$  eli tukialueen pienin negatiivinen momentti kansilaatan valun jälkeen
- $\sigma_{s,min,f}$  ja  $\sigma_{s,max,f}$  ovat vastaava betoniterästen pienin ja suurin vetojännitys
- $M_{Ed,c}$  on liittorakenteelle pysyvistä kuormista tuleva momentti
- $M_{FLM3}$  on kuormakaaviosta FLM 3 tuleva itseisarvoltaan suurin /pienin negatiivinen momentti

Kaavan 6.184 perusteella saadaan väsyttävälle jännitysvaihtelulle kaava

$$\Delta\sigma_{s,f} = (|M_{Ed,min,f}| \cdot y_2 / I_2 + \Delta\sigma_s) \cdot (1 - M_{Ed,max,f} / M_{Ed,min,f}) \quad (6.176)$$

jossa

- $I_2$  on liittopoikkileikkauksen hitausmomentti, kun laatta on täysin halkeillut
- $y_2$  on etäisyys poikkileikkauksen painopisteakselilta tarkasteltaviin betoniteräksiin

Jos kansilaatta on puristettu molempien momentin ääriarvojen vaikuttaessa eli momentti on aina positiivinen, saadaan vastaavasti tarkasteltavien betoniterästen jännitysvaihteluksi (vetojäykistysvaikutusta ei nyt ole)

$$\Delta\sigma_{s,f} = (M_{Ed,max,f} - M_{Ed,min,f}) \cdot y_1 / I_1 \quad (6.177)$$

jossa

- $I_1$  on liittopoikkileikkauksen hitausmomentti, kun laatta on halkeilematon
- $y_1$  on etäisyys poikkileikkauksen painopisteakselilta tarkasteltaviin betoniteräksiin

Jos taas  $M_{Ed,min,f}$  on negatiivinen ja  $M_{Ed,max,f}$  positiivinen, saadaan tarkasteltavien terästen jännitysvaihteluksi (vetojäykistysvaikutus vain 'vetopuolella')

$$\Delta\sigma_{s,f} = (M_{Ed,max,f} \cdot y_1 / I_1 - (|M_{Ed,min,f}| \cdot y_2 / I_2 + \Delta\sigma_s)) \quad (6.178)$$

Kaikissa kaavoissa 6.174 – 6.178  $M_{Ed,min,f}$  ja  $M_{Ed,max,f}$  laskettaessa momentin  $M_{Ed,c}$  arvo pitää laskea kohdassa 6.1.6.2.3 esitetyllä tavalla (ns. tyhjän sillan jännitystila saadaan kaavalla 6.139).

Väsymismitoituksessa yhdistetään kansilaattaan pääkannattajasta ja paikallisesti väsytyskuormakaavioista syntyvät vaikutukset suoraan summaten jännemitoista riippumatta.

Orttotrooppisen kansilaatan väsymistarkasteluissa (SFS-EN 1993-1-9, taulukot 8.8 ja 8.9) tarkistetaan seuraavan yhteisvaikutusehdon toteutuminen:

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (6.179)_{[8.3/EN1993-1-9]}$$

## 7 Mitoitus KRT:ssa

### 7.1 Yleistä

Käyttörajoitustarkasteluissa otetaan huomioon:

- shear lag -ilmiö
- betonin viruminen
- betonin kutistuminen (ei halkeilleella alueella)
- betonin halkeilu ja
- vetojäykistysvaikutus (vain betoniterästen jännityksiä laskettaessa)
- rakentamisjärjestys ja kuormitushistoria

sekä tarpeen vaatiessa

- leikkausliitoksessa tapahtuvat muodonmuutokset
- ei-kimmoinen toiminta
- väännön vaikutukset (poikkileikkauksen muodonmuutokset)

Käyttörajoitustarkasteluissa rakenneosan jännitykset pääkannattajana ja sekundaarisen rakenteen osana lasketaan suoraan yhteen.

Käyttörajoitustarkastelut tulee suorittaa sekä rakentamisen aikaisille tilanteille että valmiille rakenteelle.

### 7.2 Pääkannattajat

#### 7.2.1 Jännitysraajat

##### 7.2.1.1 Rakenneteräs

Rakenneteräkselle on voimassa seuraavat jännitysraajat:

Ominaisyhdistelmälle;

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.1)_{[7.1/EN1993-2]}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}} \quad (7.2)_{[7.2/EN1993-2]}$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (7.3)_{[7.3/EN1993-2]}$$

joissa  $\gamma_{M,ser} = 1.0$

Tavalliselle yhdistelmälle (väsytyksimitoitukseen liittyen):

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &\leq 1,5 \cdot f_y && \text{normaalijännitykselle} \\ \Delta\tau &\leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} && \text{leikkausjännitykselle} \end{aligned} \quad (7.4)_{[8.1/EN1993-1-9]}$$

Normaalijännitykselle asetettua  $\Delta\sigma$  rajaa voidaan käyttää paarteen myötörajan mukaan määriteltynä myös uumalle, vaikka uuman teräksen myötöraja olisi pienempi kuin paarteen teräksellä (hybridipalkki).

- uuman hengittäminen:

jos jäykisteiden rajoittamille osakentille ja jäykistämättömille kentille on voimassa ajoneuvoliikenteen silloille ehto:

$$b/t \leq 30 + 4,0 \cdot L \leq 300 \quad (7.5)_{[7.5/EN1993-2]}$$

ja rautatiesilloille ehto:

$$b/t \leq 55 + 3,3 \cdot L \leq 250, \quad (7.6)_{[7.6/EN1993-2]}$$

ei uuman hengittämistä tarvitse tutkia tarkemmin. Kaavassa L on jännemitta (mutta vähintään 20m). Jos em. ehdot eivät ole voimassa, tulee seuraavan ehdon toteutua:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_\sigma \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{Ed,ser}}{k_\tau \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1 \quad (7.7)_{[7.7/EN1993-2]}$$

jossa

- $\sigma_{x,Ed,ser}$ ,  $\tau_{Ed,ser}$  ovat asianomaisesta kuormitustapauksesta syntyviä jännityksiä joko etäisyydellä  $0,5 \cdot b$  tai etäisyydellä  $0,4 \cdot a$  lommahduskentän päästä, pienempi mitoista määräävä ( $a$  on lommahduskentän pituus ja  $b$  sen korkeus)
- $k_\sigma$ ,  $k_\tau$  ovat lommahduskertoimet nivelellisesti tuetulle lommahduskentälle taulukon 6.10 ja kaavan 6.89 mukaan;
- $\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b_p}\right)^2$  [MPa]
- $b_p$  on levyn leveys (uuman korkeus)  $b$ .

#### 7.2.1.2 *Betoni*

Betonirakenteelle tulee seuraavien jännitysehtojen olla voimassa:

Ominaisyhdistelmälle:

$$\sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot f_{ck} \quad (7.8) \text{ [kohta 7.2/NCCI2]}$$

Pitkäaikaisyhdistelmälle:

$$\sigma_c \leq k_2 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot f_{ck} \quad (7.9) \text{ [kohta 7.2/NCCI2]}$$

#### 7.2.1.3 *Betoniteräs*

Betoniteräksen jännitykset saavat nousta ominaisyhdistelmällä enintään seuraavalle tasolle (vrt. NCCI 2 kappale 7.2):

- ilman pakkovoimia:

$$\sigma_s \leq k_3 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot f_{yk} \quad (7.10) \text{ [kohta 7.2/NCCI2]}$$

kun pakkovoimat ovat mukana:

$$\sigma_s \leq k_4 \cdot f_{yk} = 1,0 \cdot f_{yk} \quad (7.11) \text{ [kohta 7.2/NCCI2]}$$

Sillan suuntaisten betoniterästen vetojännityksiä laskettaessa otetaan huomioon vetojäykistysvaikutus, kuten edellä kohdassa 6.4.3 on esitetty väsytyksen osalla (kaavat 6.171 - 6.175). Käyttörajatilatarkasteluissa kaava 6.172 on kuitenkin muodossa:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} \quad (7.12) \text{ [7.5/EN1944-2]}$$

Jännitystarkastelu tehdään kansilaatalle pääkannattajasta ja paikallisista kuorma-kaavioiden LM1 ja LM2 pyöräkuormista syntyville rasituksille. Nämä vaikutukset lasketaan suoraan yhteen halkeamatarkastelua tehtäessä.

Edellä kuvatulla tavalla laskettujen betoniterästen jännitysten tulee pysyä kimmoisella alueella.

#### 7.2.1.4 *Tappivaarna*

Tappivaarnan mitoitus käyttörajatilan ominaisyhdistelmällä tehdään kappaleen 6.3.2 (kaava 6.169) mukaan.

### **7.2.2 Muodonmuutokset**

#### **7.2.2.1 Ajoneuvo- ja kevyen liikenteen sillat**

Muodonmuutokset tarkastetaan käyttörajatilan tavallisella yhdistelmällä.

Ajoneuvo- ja kevyen liikenteen silloilla päällysrakenteen taipuma saa tavalliselle kuormitusyhdistelmälle liikennekuormakaaviosta LM1 tai LM2 saa olla korkeintaan  $L/500$ .

Ajoneuvoliikenteen siltojen kansilaatta-aulokkeen taipuma saa olla liikennekuormakaaviosta LM1 tai LM2 korkeintaan  $L/200$ , mutta kuitenkin korkeintaan 20 mm.

Ajoneuvoliikenteen siltojen poikkileikkauksen kallistuma saa olla liikennekuormakaaviosta LM1 tai LM2 korkeintaan 1.0 ‰.

#### **7.2.2.2 Rautatieliikenteen sillat**

Yhteenveto käyttörajatilan vaatimuksista on esitetty Soveltamisohjeen NCCI 1 taulukossa B.9.

## **7.3 Poikkirakenteet**

### **7.3.1 Yleistä**

Yleensä teräs- ja liittopalkkisillan poikkipalkit ja ristikot ovat niin jäykkiä, ettei käyttörajatilamitoitusta tarvitse suorittaa kuin poikkeustapauksessa (esim. tappivaarujen leikkausvoima).

### **7.3.2 Palkit**

Sekä teräs- että liittorakenteisille poikkipalkille on voimassa samat jännitysehdot kuin edellä kohdassa 7.2.1 pääkannattajille.

Jos teräsrakenteinen poikkipalkki on irti kansirakenteesta, ei sen muodonmuutoksilla ole käytännössä merkitystä eikä niitä tarvitse tarkistaa. Sen sijaan liittorakenteiselle poikkipalkille on voimassa sama taipumarajoitus kuin pääkannattajille.

Tappivaaraan ominaisyhdistelmästä syntyvälle leikkausvoimalle on voimassa sama ehto kuin pääkannattajan tappivaarnalle.

### **7.3.3 Ristikot**

Poikkiristikon sauvojen ja nurkkalevyjen jännityksille ja niiden vaihtelulle on voimassa kohdassa 7.1.1 teräsrakenteelle asetetut ehdot lukuun ottamatta uuman hengittämistä.

Poikkiristikon muodonmuutoksilla ei yleensä ole käytännön merkitystä.



## 7.4 Teräsrakenteen liitokset

### 7.4.1 Yleistä

Teräsrakenteen liitosten siirtymien vaikutusta rakenteen taipumaan ei yleensä tarvitse tarkistaa.

### 7.4.2 Hitsiliitokset

Hitsiliitoksille ei suoriteta käyttörajatilatarkasteluja.

### 7.4.3 Ruuviliitoksen liukuminen / tyyppi B

Tyyppin B ruuviliitoksille suoritetaan liukumata tarkastelu ominaiskuormayhdistelmälle kohdassa 6.1.5.3 esitetyllä tavalla kaavoja 6.135 ja 6.137 käyttäen.

## 7.5 Kansilaatan ja teräspalkin välinen leikkausliitos

Tappivaarnan mitoitus käyttörajatilassa tehdään kappaleen 6.3.2 (kaava 6.169) mukaan.

## 7.6 Kansilaatta

### 7.6.1 Halkeilu

Kannen halkeamaleveysvaatimuksen on täytyttävä kaikissa raudoituksen muutoskohdissa. Halkeamatarkastelussa otetaan huomioon sekä pääkannattajasta tulevat että paikalliset (telikuorma) vaikutukset.

Sillan poikkisuuntaisen taivutuksen aiheuttamat sillan pituussuuntaiset halkeamat lasketaan NCCI 2 kohdan 7.3 mukaan. Halkeilua laskettaessa ei poikittaiseen raudoitukseen kansilaatan irtileikkautumisesta syntyviä jännityksiä oteta huomioon.

### 7.6.2 Taipuma

Yleensä kansilaatan osalla on merkitystä vain ulokkeen taipumalle, joka rajoitetaan arvoon  $L/200$ , jossa  $L$  on ulokkeen pituus (ks. 7.2.2.1).

Taipuma voidaan laskea olettaen kansilaatan betoni halkeilemattomaksi.

## **8 Toteutusluokan valinta ja esittäminen suunnitelmissa**

Käytettävä toteutusluokka valitaan standardin SFS-EN 1993-1-1 liitteen Annex C mukaan.

Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI T on esitetty yleisperiaatteet toteutusluokan valinnalle ja toteutusluokan esittämiselle suunnitelmissa. Yleisperiaatteista voi poiketa vain Liikenneviraston luvalla.

## **9 Toteutuseritelmä**

Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI T on esitetty ohjeita toteutuseritelmän laadinnalle. Lisäksi soveltamisohjeen NCCI T liitteessä on esitetty toteutuseritelmän mallidokumentti.



ISSN-L 1798-663X  
ISSN 1798-6648  
ISBN 978-952-317-306-4  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto

# Tämä asiakirja on allekirjoitettu

Lista allekirjoittajista

Allekirjoittaja

Todennus